

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA A MEDIO PLAZO DE ESTERILES
DEPOSITADOS POR RELLENO HIDRAULICO. APLICACIÓN A LA
CLAUSURA DE UN ALMACENAMIENTO DE ESTERILES DE URANIO**

por

JOSE MANUEL MARTINEZ SANTAMARIA
Ingeniero de Caminos, Canales y puertos

TESIS DOCTORAL
Madrid, 2000

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA A MEDIO PLAZO DE ESTERILES
DEPOSITADOS POR RELLENO HIDRAULICO. APLICACIÓN A LA
CLAUSURA DE UN ALMACENAMIENTO DE ESTERILES DE URANIO**

JOSE MANUEL MARTINEZ SANTAMARIA
Ingeniero de Caminos, Canales y puertos

TESIS DOCTORAL
presentada en el DEPARTAMENTO DE
INGENIERÍA Y MORFOLOGÍA DEL TERRENO
para la obtención del Grado de
Doctor Ingeniero
en la Escuela Técnica superior de
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Director de Tesis:

Dr. Ing. D. ANTONIO SANTOS MORENO

Madrid, 2000

TESIS DOCTORAL

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA A MEDIO PLAZO DE ESTERILES
DEPOSITADOS POR RELLENO HIDRAULICO. APLICACIÓN A LA
CLAUSURA DE UN ALMACENAMIENTO DE ESTERILES DE URANIO**

Por: JOSE MANUEL MARTINEZ SANTAMARIA
Ingeniero de Caminos, Canales y puertos

Director de Tesis: Dr. Ing. D. ANTONIO SANTOS MORENO
Tutor de Tesis: Dr. Ing. D. ALCIBÍADES SERRANO

TRIBUNAL CALIFICADOR

Presidente: Dr. D.

Vocales Dr. D.
Dr. D.
Dr. D.
Dr. D.

Vocal Secretario: Dr. D.

Acuerda otorgarle la calificación de

Madrid, de de 2000

AGRADECIMIENTOS

En estas líneas quiero expresar mi agradecimiento a todos los que han hecho posible la realización de esta Tesis.

Quiero dar las gracias, en primer lugar, al Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, y de manera especial a sus sucesivos directores desde mi incorporación como ingeniero a dicho Laboratorio: D. Alcibíades Serrano, D. Carlos Oteo y D. Vicente Cuéllar, que me ayudaron y alentaron en el camino recorrido hasta la realización de la misma.

También quiero agradecer a la Empresa Nacional de Residuos, ENRESA, en la persona de D. Juan Luis Santiago, el haberme prestado la colaboración que me ha sido precisa para el desarrollo del trabajo.

No puedo olvidar a D. Juan Plaza por toda la ayuda que me ha prestado en la fase de edición del documento, ni a D^a M^a del Carmen Lorenzo por la paciente y abnegada tarea de la mecanografía.

Asimismo, quiero agradecer la colaboración que me ha prestado el equipo de delineación y el de la biblioteca del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

Es para mi un motivo de satisfacción el haber tenido como director de Tesis a D. Antonio Santos, a quien quiero agradecer su dedicación a lo largo del estudio realizado, prestándome su apoyo y sus conocimientos para el buen fin del trabajo.

Por último quiero expresar mi agradecimiento a mi familia, que me ha dado su apoyo en todo momento y me ha animado a seguir siempre adelante.

I N D I C E

ABSTRACT

PLANTEAMIENTO Y METODOLOGÍA DEL TRABAJO

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO	1
1.1. Procesos industriales de explotación de minerales por vía húmeda	2
1.1.1. Aplicación de la vía húmeda a la explotación de minerales de baja ley	2
1.1.2. Transporte y almacenamiento de estériles	2
1.1.3. Fase de clausura	3
1.2. Problemática específica de los almacenamientos de residuos de la explotación de minerales de uranio	5
1.2.1. Cadena radioactiva del uranio 238 (U_{238})	6
1.2.2. Problemas relacionados con los almacenamientos de estériles de uranio preexistentes	12
1.3. Almacenamiento de residuos de la antigua fábrica de uranio de Andújar	15
1.3.1. Antecedentes	15
1.3.1.1. Introducción	15
1.3.1.2. Sistema de vertido empleado	15
1.3.1.3. Presa inicial	16
1.3.1.4. Construcción de los diques	16
1.3.1.5. Operación de los diques	17
1.3.1.6. Diques construidos	18
1.3.1.7. Orden de construcción de los diques	20
1.3.1.8. Distribución aproximada del mineral vertido en los escalones	21
1.3.1.9. Características de los minerales	22
1.3.1.10. Métodos de tratamiento de los minerales	23
1.3.2. Trabajos realizados en los diques antes de la clausura	24
1.3.3. Fase de clausura	25
CAPITULO 2. PROCESO DE FORMACIÓN DE LOS RESIDUOS DEPOSITADOS POR RELLENO HIDRÁULICO Y SÍNTESIS BIBLIOGRÁFICA DE SUS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS	28
2.1. Proceso de formación	28
2.2. Coeficiente de consolidación β	30
2.3. Síntesis de propiedades geotécnicas de los rellenos hidráulicos de residuos	33

2.3.1. Compresibilidad	37
2.3.2. Permeabilidad	42
2.3.3. Grado de consolidación	49
2.3.4. Resistencia al corte	53
2.3.5. Conclusiones	60
CAPITULO 3. ESTADO ACTUAL DE LA GEOTECNIA DE LOS RELLENOS HIDRÁULICOS DE ESTÉRILES DE URANIO	62
3.1. Síntesis de las propiedades geotécnicas de los residuos de la explotación de minerales de Uranio	62
3.2. Almacenamiento de residuos de Uranio de Ambrosia Lake	83
3.2.1. Caracterización del lugar de ubicación del almacenamiento y de las propiedades de los materiales	87
3.2.2. Estimación preliminar de asentos	87
3.2.3. Terraplenes de ensayo	94
3.2.4. Interpretación y análisis de resultados	97
CAPITULO 4. TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS EN LOS DIQUES DE ESTÉRILES DE URANIO ESTUDIADOS	103
4.1. Introducción	103
4.2. Procedimiento de ejecución de los trabajos de campo	105
4.2.1. Ensayos de penetración dinámica	105
4.2.2. Ensayo de penetración estática con el cono holandés	106
4.2.3. Sondeos de reconocimiento con toma continua de muestra	107
4.2.4. Sondeos de reconocimiento con toma discontinua de muestra	117
4.2.5. Sondeos a destroza	118
CAPITULO 5. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TERRENO DE APOYO DE LOS DIQUES EN LA FÁBRICA DE URANIO DE ANDÚJAR	120
CAPITULO 6. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS ESTÉRILES ESTUDIADOS	124
6.1. Identificación de los estériles de uranio estudiados	124
6.1.1. Disposición de los estériles en los diques	124
6.1.2. Ensayos de identificación	129
6.2. Interpretación de los ensayos de penetración realizados en los diques de estériles de uranio	138
6.3. Ensayos de resistencia al corte	144

6.3.1.	Ensayos sin consolidación y sin drenaje	148
6.3.2.	Ensayos triaxiales de tipo consolidado no drenado .	154
6.3.3.	Ensayos triaxiales de tipo consolidado y con drenaje (CD)	161
6.3.4.	Ensayos de corte directo	180
6.3.5.	Parámetros resistentes de estériles recompactados .	181
6.4.	Ensayos de deformabilidad	192
6.4.1.	Ensayos edométricos sobre muestras de estériles . .	192
6.4.2.	Ensayos edométricos sobre muestras compactadas de estériles	202
6.4.3.	Ensayos edométricos sobre muestras de arena	207
6.4.4.	Ensayos edométricos con succión controlada sobre muestras de estériles	220
6.4.5.	Parámetros de deformabilidad del terreno de apoyo del dique	228
6.5.	Parámetros de parámetros geotécnicos para el análisis del comportamiento estático de los estériles	232
6.5.1.	Parámetros de resistencia al corte	232
6.5.2.	Parámetros de deformabilidad	240
6.5.2.1.	Cimiento de los diques	241
6.5.2.2.	Estériles limo-arcillosos	242
6.5.2.3.	Estériles arenosos	243
6.5.2.4.	Estériles recompactados	245
CAPITULO 7.	CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE LOS ESTÉRILES ESTUDIADOS	247
7.1.	Ensayos de laboratorio realizados	247
7.2.	Resultados obtenidos	250
CAPITULO 8.	APLICACIÓN AL ESTUDIO DE LA FASE DE CLAUSURA DE LOS DIQUES DE ESTÉRILES DE LA FÁBRICA DE URANIO DE ANDÚJAR (JAÉN) . .	258
8.1.	Introducción	258
8.2.	Análisis estático y pseudoestático en dos dimensiones de estabilidad del talud del dique	258
8.2.1.	Programa de cálculo utilizado	258
8.2.2.	Hipótesis consideradas en el análisis de la estabilidad del talud del dique	260
8.2.2.1.	Sección recrecida Comportamiento a corto plazo	261
8.2.2.2.	Sección recrecida Comportamiento a largo plazo	264
8.2.2.2.1.	Análisis de presiones totales .	264
8.2.2.2.2.	Análisis de presiones efectivas	268

8.2.2.3. Sección reperfilada. Corto plazo	271
8.2.2.4. Sección reperfilada a largo plazo	274
8.2.2.4.1. Análisis de presiones totales	274
8.2.2.4.2. Análisis en presiones efectivas	275
8.3. Análisis del comportamiento tenso-deformacional en condición estática de una sección típica de los diques recrecidos	281
8.3.1. Introducción	281
8.3.2. Programa de cálculo utilizado	282
8.3.3. Parámetros del modelo hiperbólico	284
8.3.4. Hipótesis estudiadas	284
8.3.5. Resultados obtenidos	288
8.3.6. Estimación del desarrollo de asientos del dique con el tiempo	310
8.4. Análisis unidimensional de consolidación y contraste de los resultados obtenidos en la prueba de carga realizada mediante terraplén de ensayo	312
8.4.1. Introducción	312
8.4.2. Análisis unidimensional de los resultados de la sobrecarga del dique de estériles	314
8.4.3. Definición de parámetros del modelo hiperbólico de los estériles del dique bajo a partir de los resultados obtenidos en el modelo unidimensional	316
8.4.4. Análisis de asientos	321
8.5. Estudio de deformaciones y de resistencia a tracción de la barrera radiológica del dique a partir de los resultados del modelo unidimensional	330
8.5.1. Introducción	330
8.5.2. Estudio de deformaciones de la barrera radiológica por asiento de consolidación secundaria del dique	333
8.5.3. Resistencia a tracción de la barrera radiológica en condiciones de deformación mecánica por asiento del dique	337
CAPITULO 9. ESTUDIO DINÁMICO. APLICACIÓN A LA FASE DE CLAUSURA DE LOS DIQUES DE ESTÉRILES DE LA FÁBRICA DE URANIO DE ANDÚJAR (JAÉN)	340
9.1. Acelerogramas	340
9.2. Programas de cálculo y discretización de la sección de estudio	340
9.2.1. Programa de cálculo utilizado	340
9.2.2. Discretización de la sección de estudio	344
9.3. Parámetros dinámicos	344
9.4. Resultados obtenidos	346

9.4.1. Evaluación de la resistencia de la sección del dique de estériles a las solicitaciones sísmicas de proyecto	348
9.4.2. Procedimiento de cálculo utilizado	349
9.4.3. Análisis de resultados	351

CAPITULO 10. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	356
10.1. Resumen	356
10.2. Conclusiones	377
10.3. Líneas futuras de investigación	378
BIBLIOGRAFÍA	381

APÉNDICES

APÉNDICE I:	Ensayos de laboratorio
APÉNDICE II:	Ensayos dinámicos de laboratorio
APÉNDICE III:	Levantamiento detallado de las muestras de los sondeos realizadas con toma de muestra continua
APÉNDICE IV:	Resultados de los ensayos de identificación por sondeo
APÉNDICE V:	Fotografías
APÉNDICE VI:	Historia de tensiones tangenciales, sismos próximo y lejano
APÉNDICE VII:	Programa de consolidación unidimensional bajo carga, cuando ésta aumenta de forma lineal con el tiempo

ABSTRACT

The reclamation of an inactive uranium mill tailings disposal at the town of Andújar (Jaén) has provided an opportunity to investigate in detail the geotechnical properties of those materials, deposited as hydraulic fill, ten to thirty years after the two phases of this deposition occurred, and apply the values obtained to the analysis of the static and dynamic behaviour of the tailings pile in the short and long run.

The study is presented in 10 chapters.

Chapter 1 is an introduction to the study, with a description of the deposition conditions adopted in Andújar. The analysis of this process is important because it controls the texture of the sediments, which in fact determines their mechanical behaviour and their conductivities to seeping water.

Chapter 2 and 3 are devoted to producing a state-of-the-art report, concerning the geotechnical wastes, disposed of through hydraulic fill, with special reference to uranium mill tailings. Detailed consideration is given to the different phases of consolidation that an initially semi-liquid material will experience.

Chapter 4 describes the in situ investigation carried out for the study.

Chapters 5, 6 and 7 describe the geotechnical characterization studies, which have included field static and dynamic sounding, undisturbed sampling in borcholes, a large scale instrumented test embankment, piezometer installation, and an extensive laboratory testing program. Laboratory tests have been static, and dynamic, including special suction-controlled oedometer tests. Results obtained are analyzed and compared with those collected as

part of the Uranium Mill Tailings Remedial Action (UMTRA) project carried out in the United States.

Chapter 8 applies the parameter values obtained in the field and laboratory testing to the evaluation of the static stability of the mill tailings pile, in its final configuration, for the short and very long run (the reclamation design asks for 1000 years of existence of the pile).

The radon barrier, formed on top of the pile to face this long run, reduces water infiltration thereby promoting the development of increasing suction within the tailings. The results of the suction-controlled oedometer tests have been analyzed to develop a hyperbolic model of deformation of the tailings which has been applied to determine the total settlements of the pile under the radon barrier (originated through primary and secondary consolidation, and suction development), thereby establishing the resulting strains of the radon barrier to check that these deformations do not promote the occurrence of cracks in the compacted clay forming the barrier.

Additionally, chapter 9 refers to the dynamic analysis of the tailings pile, in its final configuration, under seismic action of short and long distance generation. The behaviour of the different textures of uranium mill tailings under shaking is established across the body of the pile.

Finally, chapter 10 gives a synthesis of results and suggests future lines of research to develop more accurate models of analysis of the behaviour of the tailings in its final disposal condition.

PLANTEAMIENTO Y METODOLOGÍA DEL TRABAJO

La mayor parte del conjunto de los tratamientos seguidos para beneficiar minerales utiliza la vía húmeda, con el objeto de incrementar la superficie de reacción química sobre el mineral.

El traslado de los residuos obtenidos en el proceso, para su deposición en la zona de almacenamiento, aprovecha la vía húmeda mediante el transporte por tubería y el depósito por relleno hidráulico.

Este proceso de almacenamiento exige en primer lugar unos estudios de estabilidad durante la construcción que permitan caracterizar el material a corto plazo.

Asimismo, dentro de este planteamiento general se contempla, para cada almacenamiento de residuos, la necesidad de prever una última etapa de clausura en la cual el abandono de las instalaciones debe hacerse en condiciones aceptables de estabilidad, impacto ambiental, etc. a medio y largo plazo.

Para el cumplimiento de las condiciones requeridas en la clausura es necesario aprovechar, en cuanto es posible, las características mecánicas reales que presenten los residuos como consecuencia de su evolución en el tiempo desde el momento de su depósito.

Esta evolución puede ser positiva (consolidación con mejora de la compacidad y consecuente incremento de resistencia y disminución de deformabilidad) o negativa (desarrollo de succiones con pérdida de continuidad de la masa por agrietamiento, cuyo efecto se traduce en un incremento de permeabilidad y en una disminución de resistencia).

Dentro de las condiciones de clausura las más exigentes se refieren a residuos radioactivos, en las cuales las normas internacionales plantean periodos horizontes de estudio muy dilatado.

Para realizar este tipo de estudios se requiere una caracterización geotécnica especialmente cuidada de los estériles de diferente edad, sujetos a diferente grado de consolidación, para solicitaciones mecánicas de tipo estático y dinámico. Ello exige el análisis de la estructura inicial de los estériles y de su evolución, debiéndose considerar la variación de la resistencia del material al variar la magnitud de la deformación tangencial a la que se ve sometido.

Respecto del comportamiento frente a solicitaciones dinámicas se ha de diferenciar las etapas de deformaciones alternativas que provocan incremento de las presiones intersticiales y disminución de resistencia por incremento de deformación tangencial, y la eventual situación de rotura en fase sísmica y post-sísmica, por actuación de fuerzas de origen estático sobre una estructura de estériles reblandecida por la referida generación de presiones intersticiales y reducción de la resistencia.

Estos conceptos se han desarrollado a lo largo de la Tesis, aplicándose de manera directa al estudio del Proyecto de Clausura del almacenamiento de estériles de la antigua Fábrica de Uranio de Andújar (FUA), que constituye el primer almacenamiento a clausurar de este tipo en España.

La estructura de la Tesis ha consistido en realizar inicialmente una investigación en campo destinada a determinar la respuesta de los estériles frente a ensayos de penetración estática y dinámica, además de permitir obtener muestras de material no alterado para su investigación en laboratorio.

Con las muestras obtenidas en la investigación se han realizado un conjunto de ensayos, tanto estáticos como dinámicos, que han permitido caracterizar geotécnicamente los estériles estudiados, teniendo en cuenta las diferentes apreciaciones a realizar en cada caso, cuyo detalle se recoge a lo largo de la Tesis y cuyo planteamiento básico ha sido el de conseguir una buena concordancia entre los modelos físicos y matemáticos utilizados y el comportamiento de los materiales "in situ", tanto en los ensayos puntuales ya mencionados (penetraciones estáticas y dinámicas) como en ensayos de prueba de carga, de cuyos resultados se ha dispuesto para la realización de la investigación.

Con el conjunto de resultados obtenidos se han aplicado sus valores, como ya se ha indicado, al proyecto de clausura del almacenamiento de la Fábrica de Uranio de Andújar, constituyendo los cálculos realizados y la metodología empleada para su estudio la parte final de aplicación de la Tesis.

1. INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

La caracterización geotécnica de los estériles resultantes de la explotación industrial de minerales condiciona la gestión de estos residuos tanto a corto como a medio y largo plazo. Se han desarrollado numerosos estudios relativos a la caracterización geomecánica de los estériles a corto plazo. Comparativamente es menor, sin embargo, la disponibilidad de datos geotécnicos a medio plazo de los almacenamientos de residuos industriales, siendo así que estos parámetros son básicos en el planteamiento de los proyectos de clausura de las instalaciones industriales de explotación de minerales. Los proyectos de clausura más exigentes son sin duda los relativos a estériles de explotación de minerales de Uranio, dadas las implicaciones que su riesgo radioactivo provoca, existiendo normativas internacionales exigentes al límite del realismo, que condicionan estas clausuras.

La investigación que constituye la base de este estudio se refiere precisamente a la caracterización geotécnica de los estériles de Uranio almacenados en la antigua fábrica de tratamiento de estos minerales en Andújar (Jaén). Los depósitos de estériles se fueron colocando, por relleno hidráulico, entre los años 1959 y 1981. Ello permite examinar las propiedades de estériles de edad variable.

Como se verá posteriormente en el desarrollo del estudio, se han contemplado, en relación con los estériles, características de deformabilidad bajo succión controlada y de resistencia estática y dinámica, asociadas a las diversas texturas fundamentales de los depósitos de relleno hidráulico, de las que no existían previamente datos bibliográficos.

A modo de introducción y justificación del estudio, se sintetizan en los siguientes apartados de este primer capítulo las peculiaridades de la explotación de minerales por vía húmeda, del proceso de almacenamiento de

estériles que de dicha vía de explotación resultan, así como los riesgos y medidas de protección frente a los mismos, derivados de la gestión de los estériles de Uranio. El cumplimiento de tales medidas de protección en los proyectos de clausura correspondientes exigen la definición geotécnica, en condiciones estáticas y dinámicas, de los estériles en el momento de la clausura.

1.1. Procesos industriales de explotación de minerales por vía húmeda

1.1.1. Aplicación de la vía húmeda a la explotación de minerales de baja ley

Para hacer rentable económicamente el beneficio de minerales de ley cada vez más baja se recurre, de forma generalizada, a la denominada vía húmeda, en la que los reactivos en disolución actúan sobre partículas de mineral, disgregadas mediante un proceso de levigación posterior a la molienda del mineral. Se consigue así el mayor desarrollo posible de superficie específica tratada, pero en contraposición las gangas y componentes de menor concentración se obtienen en forma de suspensiones en agua. En estas condiciones, aunque la recuperación de reactivo exige la reducción del contenido final del líquido (proceso que se lleva a cabo en espesadores), la pulpa final suele ser todavía muy fluida.

1.1.2. Transporte y almacenamiento de estériles

Como consecuencia del referido tratamiento de vía húmeda se plantea el transporte final, a las áreas de vertido, de unos desechos fluidos cuya manipulación más económica resulta mediante bombeo por tubería. Se

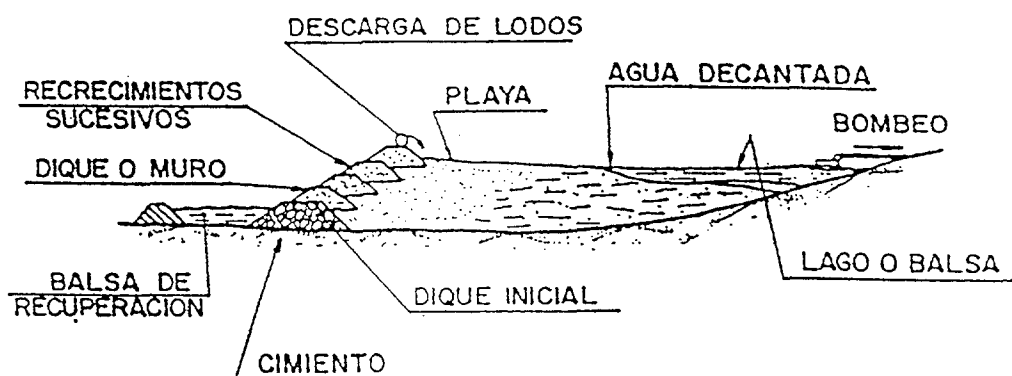
llega así, de forma natural, al depósito de residuos mediante técnicas de relleno hidráulico.

Para asegurar el embalse de estos lodos residuales es necesario constituir unos cierres o diques, denominados presas de estériles, cuya constitución debe realizarse simultáneamente con el proceso de vertido, mediante adecuada sedimentación de los componentes sólidos, lo que ha requerido el desarrollo de unas técnicas especiales de diseño, análisis y ejecución de tales almacenamientos (fig. 1.1). En ellos, a diferencia de los almacenamientos de agua en presas, se requiere:

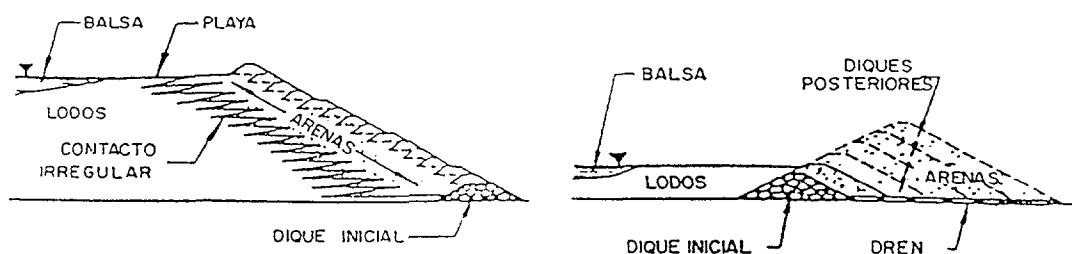
- Transporte por tubería (por ser el más económico) hasta el punto de deposición de materiales de desecho, no preseleccionados.
- Colocación de los residuos en forma de relleno hidráulico con clasificación de tamaño por sedimentación y compactación muy poco intensa, por tráfico de maquinaria, tan sólo en zona de deposición.
- Utilización integral de los residuos fluidos.
- Aislamiento del entorno, en relación con la dispersión de componentes tóxicos o peligrosos de estos residuos.
- Estabilidad mecánica del conjunto cierre-embalse de residuos a corto plazo merced a taludes muy tendidos.

1.1.3. Fase de clausura

Cuando la explotación que produce los estériles deja de ser utilizada, las agencias de Medio Ambiente de los distintos países, exigen a

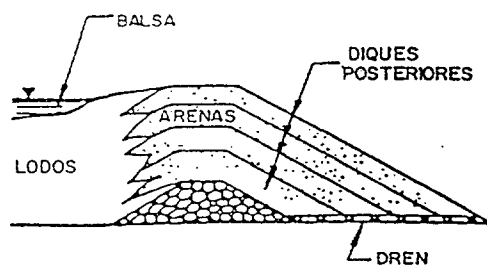


Presa minera. Nomenclatura



a) CONSTRUCCION AGUA ARRIBA

b) CONSTRUCCION AGUA ABAJO



c) CONSTRUCCION CENTRADA

Tipos de diques según el método constructivo

Fig. 1.1

medio y largo plazo unas condiciones de estabilidad mecánica y de ausencia de contaminación del entorno por parte de los almacenamientos de estériles cuya previsión y comprobación constituyen los denominados Planes de Clausura.

Para cumplir las exigencias de la clausura se ha de aprovechar la mejora de las características mecánicas de los vertidos por consolidación y reducción del contenido de humedad.

En efecto, durante el proceso de constitución del almacenamiento se van produciendo unos mecanismos evidentes de evolución de las características mecánicas de los estériles por consolidación bajo carga y posibles procesos de desecación, aunque estos últimos tienden a evitarse en lo posible por los agrietamientos que conllevan. Por una parte, en la construcción del almacenamiento se producen circunstancias críticas a corto plazo, en que las condiciones mecánicas del vertido son más desfavorables. Sin embargo, a medio y largo plazo el proceso de clausura requiere una garantía de comportamiento frente a las condiciones más desfavorables que puedan incidir en el almacenamiento, con exigencia de márgenes mínimos de seguridad a rotura y, en el caso de almacenamientos peligrosos, dotándolos de cubiertas protectoras, con limitaciones de deformación compatibles con la integridad de dichas cubiertas.

1.2. Problemática específica de los almacenamientos de residuos de la explotación de minerales de Uranio

Los requisitos de comportamiento, en clausura, son especialmente exigentes cuando se trata de estériles con potencial radioactivo, como sucede en el caso de los estériles de Uranio.

En este caso no sólo han de darse las condiciones habituales de estabilidad mecánica a rotura del almacenamiento, sino que además se ha de conservar íntegra la denominada barrera radiológica o cobertura del almacenamiento, con el fin de evitar emisiones de productos radioactivos peligrosos en forma de gas radon. Ello impone la necesidad de prever deformaciones a corto y medio plazo de los estériles depositados, con el fin de establecer el momento de posible aplicación de esta barrera, así como la aptitud de esta última para absorber deformaciones sin pérdida básica de continuidad (fig. 1.2). Es importante indicar que el agua es la auténtica barrera a la emisión del radon, por lo que los estériles han de estar prácticamente saturados (preferiblemente bajo cierta lámina de agua anteriormente a la colocación de la barrera radiológica).

La normativa aplicable a este tipo de almacenamientos exige la adopción en el proyecto de clausura de un horizonte deseable de 1000 años, y en cualquier caso no menor de 200 años, en los cuales las acciones extraordinarias que puedan producirse (en especial el sismo con periodo de retorno de 1000 años) tan sólo deben ocasionar desperfectos locales, y en ningún caso rotura apreciable del almacenamiento.

1.2.1. Cadena radioactiva del Uranio 238 (U_{238})

En la fig. 1.3 se representa esquemáticamente la cadena de desintegración radioactiva del Uranio.

Los isótopos que producen mayor preocupación corresponden principalmente al Torio 230 (Th_{230}), al Radio 226 (Ra_{226}), al Radón 222 (Rn_{222}) y a la cadena de este último. Estos nucleidos, aunque son comunes, se presentan en los estériles de Uranio en concentraciones mucho mayores que las que aparecen normalmente en la corteza terrestre. Tales concentraciones no

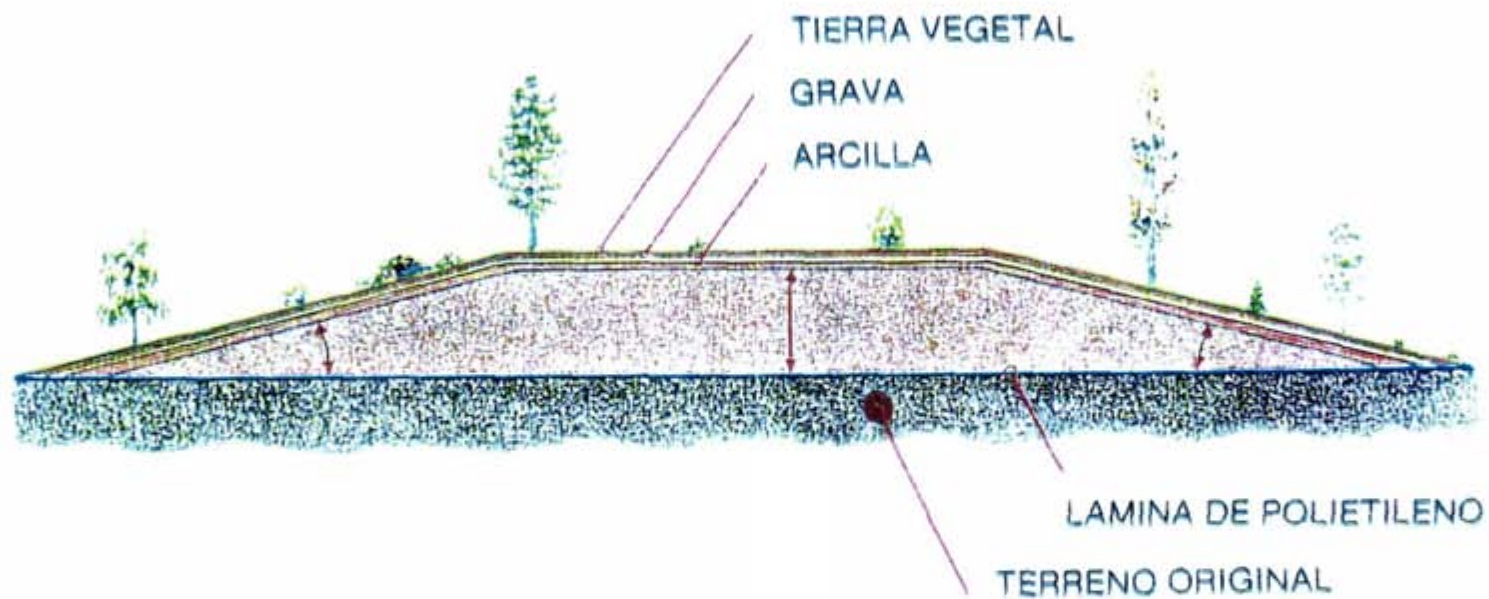


Fig. 1.2.- Almacenamiento de un dique de estériles de Uranio para su clausura

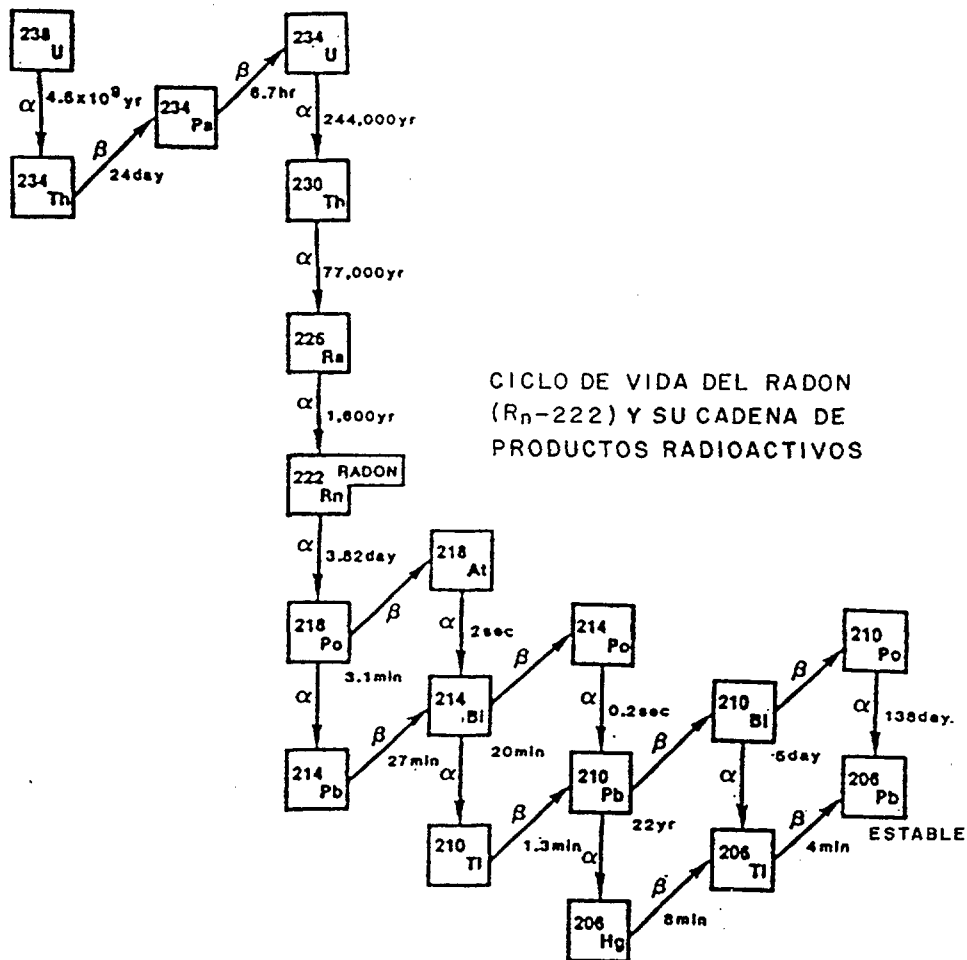


Fig. 1.3.- Cadena radioactiva del Uranio-238

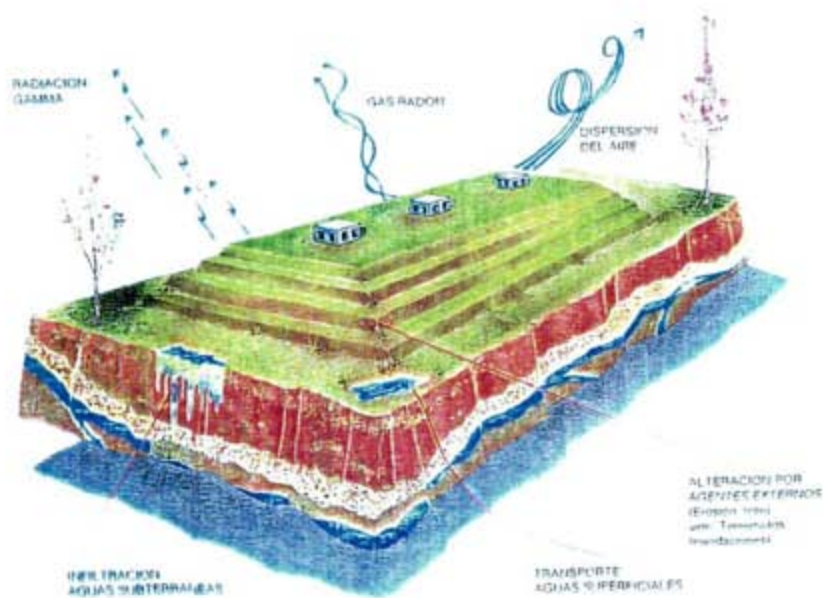
decrecerán en el futuro, dada la duración de las vidas medias del Torio 230 (77000 años) y del Radio 226 (1600 años). Aunque el Radón 222 tiene una vida media próxima a los cuatro días, se trata de un gas noble que se difunde con mucha facilidad en el medio ambiente, y por este motivo representa un problema de especial consideración en la gestión de estos residuos.

Los estériles de Uranio plantean un problema radioactivo medioambiental debido a los importantes volúmenes en que se presentan. Por otra parte, la práctica común de almacenarlos sin estabilización hace que estos materiales sean más susceptibles de verse afectados por mecanismos de transporte de sustancias radioactivas a su través, que finalmente incrementarían la exposición humana a sus efectos.

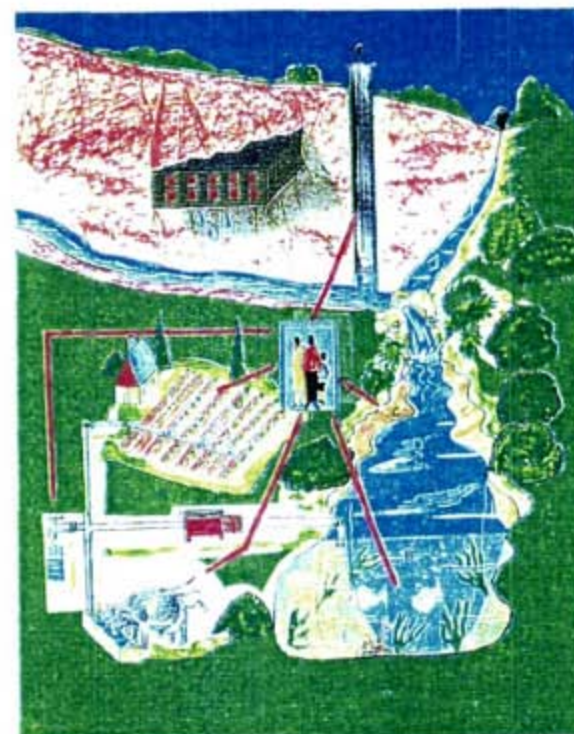
Podrían diferenciarse como vías de exposición las siguientes: la exposición directa, la inhalación, la ingestión, o bien una combinación de estas vías. (Fig. 1.4).

Por lo que se refiere a la exposición directa, aunque la mayor parte de los radionucleidos de desintegración del Uranio 238 emiten radiación gamma (γ), únicamente el Radio 226, el Plomo 214 y el Bismuto 214 son los que contribuyen significativamente a la exposición directa.

Dado que el riesgo a la exposición directa disminuye muy rápidamente con la distancia al punto de almacenamiento quedarían como vías principales de posible afectación medioambiental la inhalación y la ingestión. Ambos caminos se recogen gráficamente en la fig. 1.5.



Balsa de decantación de lodos. Principales vías de dispersión de los elementos radiactivos en el medio ambiente



Vías de acceso de los elementos radiactivos al hombre

Fig. 1.4

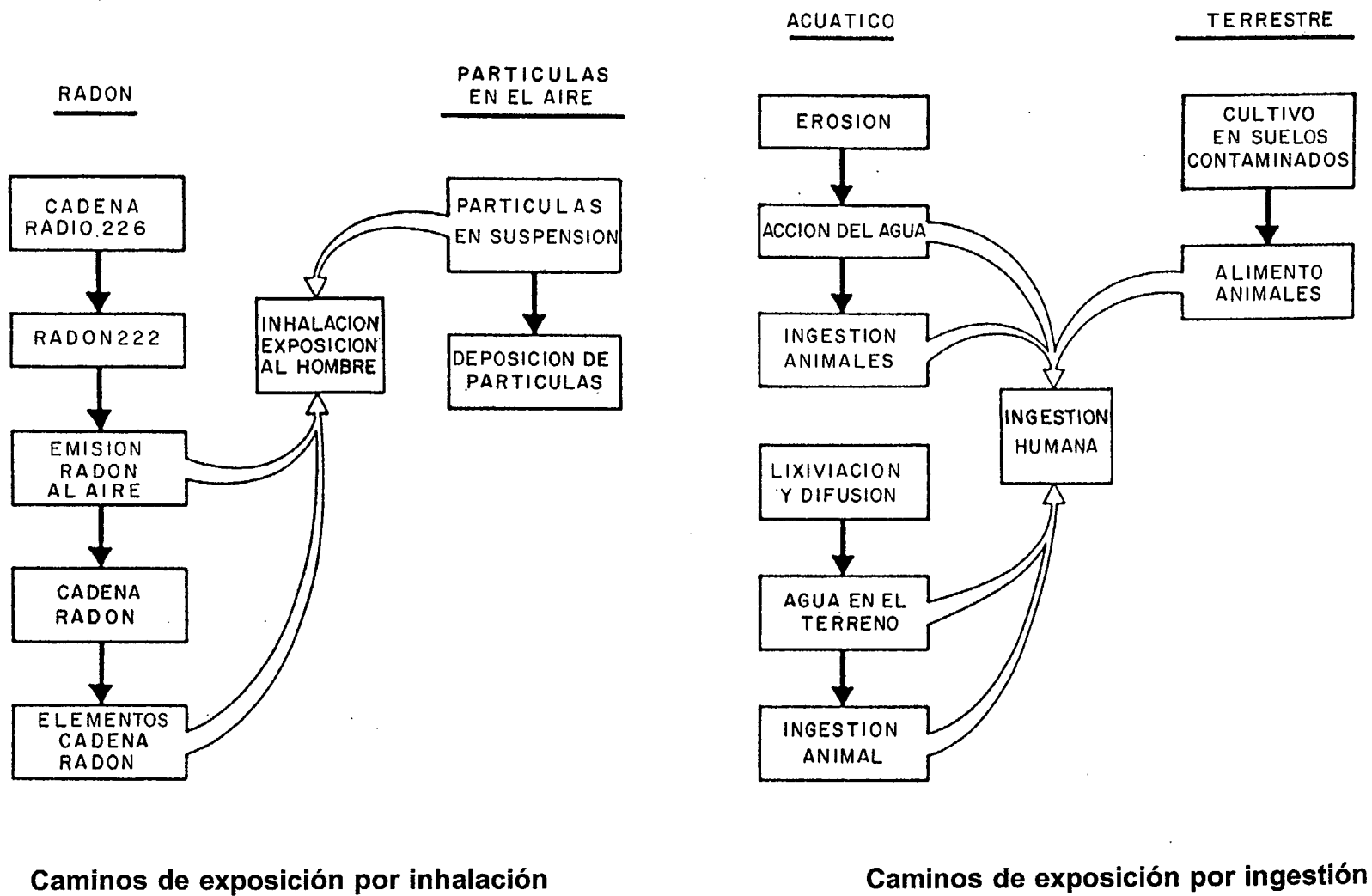


Fig. 1.5

1.2.2. Problemas relacionados con los almacenamientos de estériles de Uranio preexistentes

En Estados Unidos, donde se generó inicialmente el problema de almacenar residuos de estériles de Uranio, se optó, como medida definitiva, por el transporte de estos estériles a áreas de muy baja densidad de población.

Ello exigió el transporte en camión de estériles principalmente desecados, llevándolos a áreas semidesérticas.

Dado que los estériles exhibían una granulometría bastante atractiva para su utilización como árido fino (arena y limo) y como arcilla, resultó que en poco tiempo los almacenamientos fueron utilizados, a pesar de la señalización existente, como préstamos de materiales de construcción.

Hubo de acometerse así un plan urgente de remedio a gran escala que se llamó "Uranium Mill Tailings Remedial Action Project" (UMTRA Project), en que se fueron estableciendo las líneas básicas de actuación en relación con los almacenamientos definitivos de estériles de Uranio.

En base a la normativa recogida en dicho proyecto se hace posible la presencia de almacenamientos definitivos inmediatos a las áreas de producción de estériles, lo que permite la economía de transporte y la colocación por relleno hidráulico.

En España los criterios inicialmente adoptados se basaban en la consideración de que la ley de los estériles, por ser más baja que la de los minerales de origen, no planteaba realmente un problema grave. Ello condujo a la existencia de un almacenamiento como el de Andújar (foto 1) en que los estériles depositados por vía húmeda en terrenos de la fábrica de Uranio

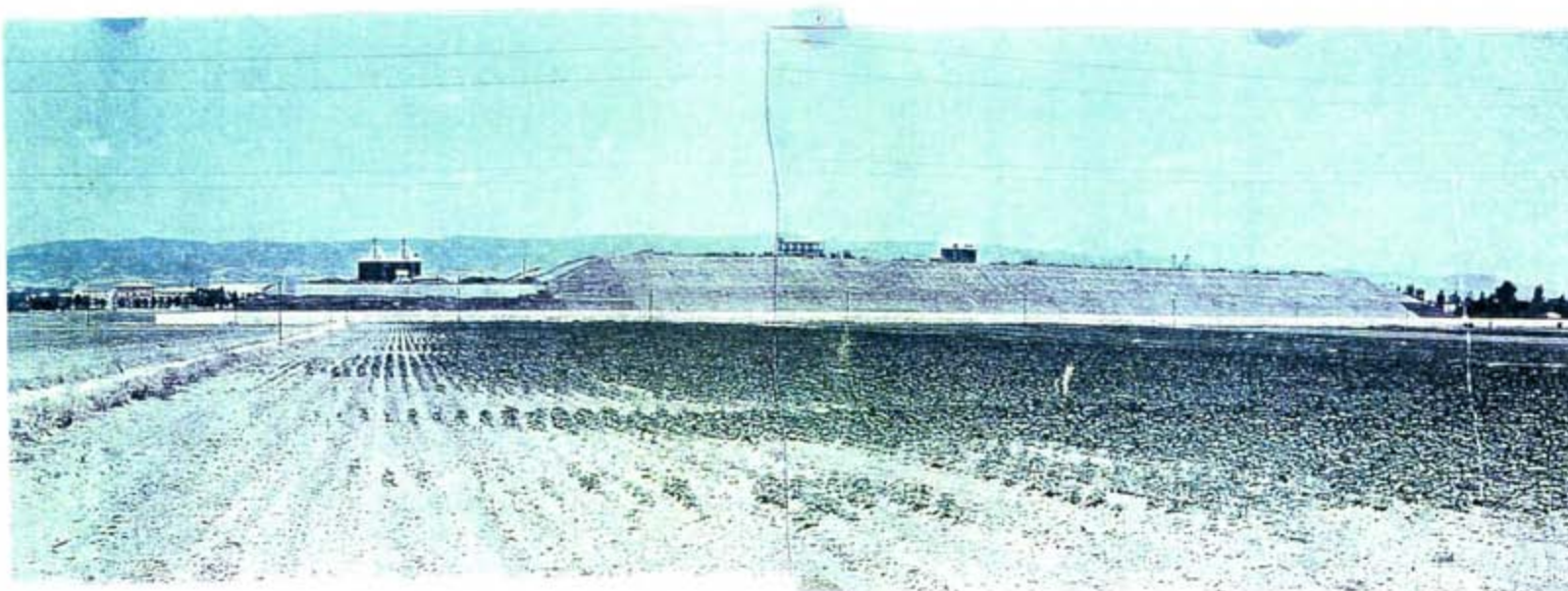


Foto 1.- Depósito de estériles de uranio de Andújar

se fueron depositando entre los años 1959 a 1981, habiendo experimentado consolidaciones bajo carga y por desecación superficial en ausencia de barrera radiológica, incluso con crecimiento vegetal en superficie de los almacenamientos.

Para poner fin a esta situación se ha desarrollado un Plan de Clausura de la fábrica de Andújar acomodado a la normativa más exigente en relación con este tipo de instalaciones.

Ello ha conducido a la necesaria caracterización geotécnica, estática y dinámica a medio y largo plazo, de estos materiales depositados por relleno hidráulico.

La experimentación en que se basa este estudio ha sido desarrollada fundamentalmente con vistas a dicha caracterización. A partir de los datos iniciales de la instalación, y de los antecedentes históricos de ejecución del actual almacenamiento, el objeto básico del presente estudio es la discusión y análisis de los parámetros que caracterizan a estos depósitos, contrastándolos y resaltando las posibles diferencias en relación con datos publicados sobre este tipo de depósitos en otros países, especialmente en Estados Unidos, donde el desarrollo de estudios en este campo ha sido mayor.

1.3. Almacenamiento de residuos de la antigua fábrica de Uranio de Andújar

1.3.1. Antecedentes

1.3.1.1. Introducción

El beneficio de minerales de Uranio de baja ley, próxima al uno por mil de U_3O_8 , sometidos a tratamiento en la fábrica de Uranio de Andújar por el método de disolución selectiva, dejó como secuela un residuo sólido que constituía, aproximadamente, el 100% de la masa mineral inicial, ya que al neutralizar los estériles con cal, previamente a su vertido, se precipitaba todo el ácido excedente y la mayor parte de los productos solubilizados.

Esta masa de residuos, que además conservaba una radioactividad residual importante (aunque baja, en términos absolutos), requirió su vertido y almacenamiento en lugar adecuado, para evitar que se dispersaran por el medio ambiente, constituyendo lo que en términos mineros se denomina un dique de estériles o escombrera.

La dificultad que presentó la adquisición de terrenos más adecuados condujo a la elección, por parte de la Junta de Energía Nuclear, del propio emplazamiento de la fábrica como almacenamiento, a pesar de la preocupación que este emplazamiento provocaba.

1.3.1.2. Sistema de vertido empleado

El sistema elegido para la manipulación de los estériles, que comprende el manejo, transporte y depósito de los mismos en su lugar de vertido, fue el de relleno hidráulico para lo cual se construyeron una serie de

diques de cerramiento donde se vertía la pulpa, utilizándose los sólidos decantados para la construcción de los espaldones de cierre perimetral, mientras que las aguas se captaban mediante un sistema de drenaje vertiéndolas posteriormente al exterior.

1.3.1.3. Presa inicial

La construcción de los diques comenzó con la ejecución de una presa inicial, con materiales de aportación, que sirviera de elemento de contención del conjunto del dique. La disposición de esta presa, al ser el terreno sensiblemente llano, fue la de un anillo cerrado que cubría toda la periferia del dique.

La presa constó de diversas fases de construcción. En la primera, el terreno se explanó y se limpió de humus, tierra vegetal, raíces, plantas, piedras, etc. hasta llegar a un estrato de terreno impermeable. A continuación se excavó una trinchera en toda la periferia del dique que se rellenó con piedra para formar un tacón sobre el cual se añadió el primer escalón de presa. Este primer escalón se formó apisonando tierra arcillosa en tongadas de poco espesor hasta conseguir la altura total de diseño. Las dimensiones de esta presa inicial, en sección transversal, fueron de 1.5 m de altura y de 1.5 m de ancho en la base menor, con taludes del 30%.

1.3.1.4. Construcción de los diques

Cada escalón de los diques se formaba sobre el anterior dejando aproximadamente 1.5 m de pasillo en toda su longitud, y constituyendo un talud de sección triangular de 1.5 m de base y 1.5 m de altura. Con este modus operandi se conseguía que cada escalón avanzara con respecto al

anterior unos 3.0 m por cada uno de sus costados, lo cual representaba una disminución neta de la longitud y anchura del dique de 6 m por escalón, configurando una sección final del dique de pirámide cuadrangular truncada cuya superficie disminuye con la altura. Los diques así contruidos reciben el nombre de diques tipo anillo y el método de construcción el de aguas arriba ("upstream method") en términos mineros (ver fig. 1.1).

1.3.1.5. Operación de los diques

En el proceso de formación de los diques se bombeaba la pulpa acuosa-estéril desde la fábrica, para verterla junto a la presa, propiciando así su embalsamiento. La distinta composición granulométrica de la pulpa condicionó su deposición, quedando las partículas arenosas más próximas a la periferia, constituyendo las paredes del dique, mientras que limos, limos arcillosos y arcillas escurrían con el agua hacia el centro del dique donde estaban dispuestas las torres absorbaderos por las que se eliminaba el agua excedente.

Estas torres absorbaderos estaban preparadas para conseguir que el dique tuviera siempre una capa de agua, lo que favorece el depósito de productos sólidos y la salida de un efluente hacia el exterior lo más claro posible, evitando también el agrietamiento de los estériles.

Con este proceso de operación se consiguió que la estabilidad y resistencia mecánica de las paredes de la presa construida con los estériles fuera buena, al quedar las arenas con un pequeño aglomerante arcilloso, resultando un conjunto a la vez resistente a esfuerzos mecánicos y bastante permeable.

1.3.1.6. Diques construidos

En todo el proceso de vida de la fábrica, y a medida que se agotaba la capacidad de los diques, se construyeron en el mismo emplazamiento otros nuevos, adosados a los anteriores, hasta un total de cinco, numerados de 1 a 5 según su orden de construcción en el tiempo (fig. 1.6). Al estar adosados, se unieron con fines operativos en dos agrupaciones contiguas independientes formando los dos diques de diferente altura anteriores al proyecto de clausura. El de mayor altura (constituido por los diques nº 1, 2 y 4) se consideró agotado en el momento de parada de la fábrica mientras que el segundo continuaba en operación.

Las dimensiones y datos constructivos generales de ambos diques al detenerse la producción de la fábrica eran:

- Superficie ocupada en planta	90600 m ²
- Montera dique viejo	31700 m ²
- Montera dique nuevo	15700 m ²
- Taludes dique viejo	34800 m ²
- Taludes dique nuevo	14300 m ²
- Altura dique viejo	19.5 m
- Altura dique nuevo	10.4 m
- Pendiente media de taludes de diques viejos	43.0 m
- Pendiente media de taludes de diques nuevos	59.6 m
- Volumen aproximado ocupado por los estériles	1.100.000 m ³
- Cantidad total de mineral tratado	1.200.000 Tm

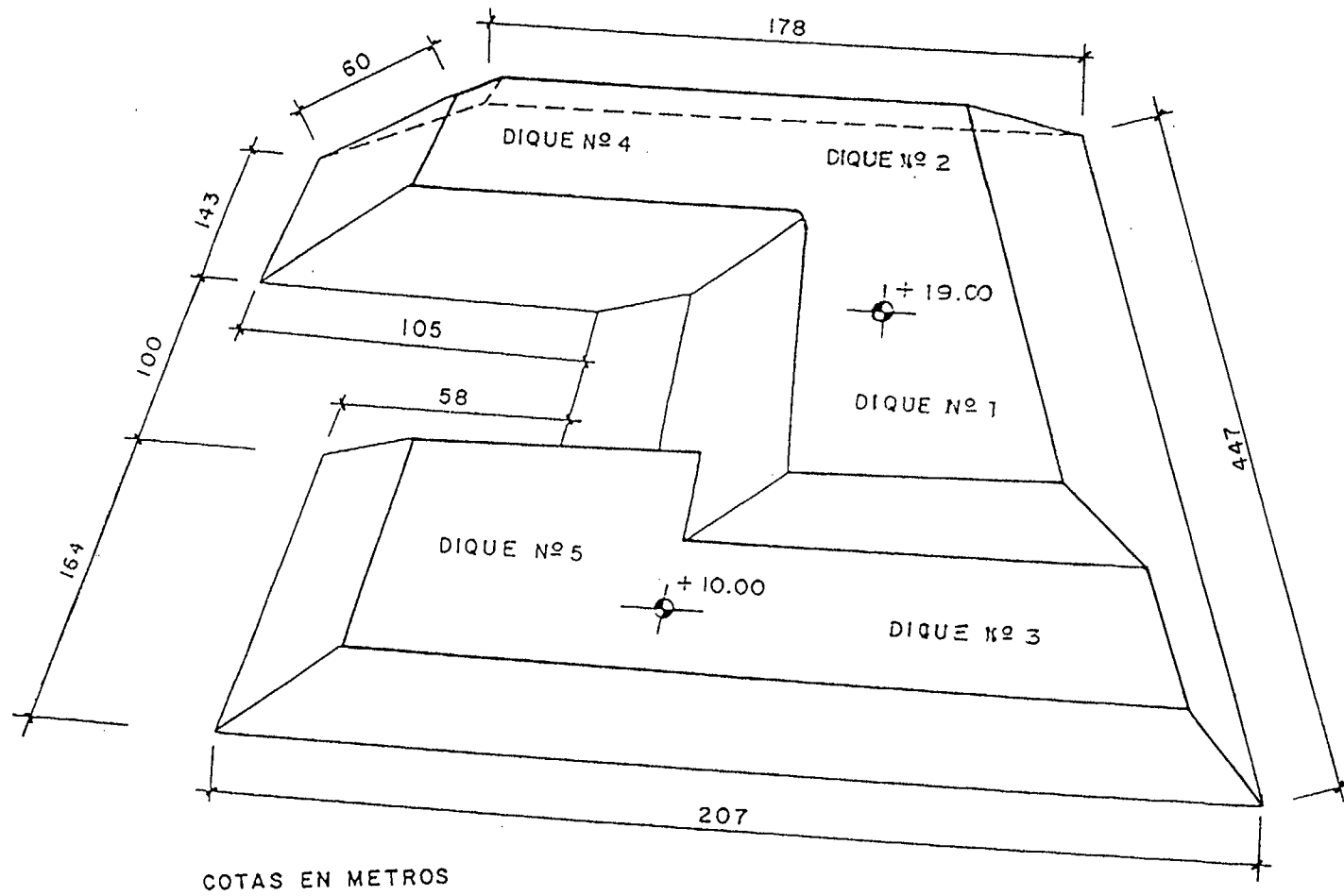


Fig. 1.6.- Esquema geométrico de los diques de la fábrica de Uranio de Andújar

1.3.1.7. Orden de construcción de los diques

En la fig. 1.6 se observa gráficamente la distribución del conjunto de los 5 diques, cuya cronología de construcción se describe a continuación.

En primer lugar se construyó en 1959 el nº 1, que operó hasta finales de 1962, alcanzando un total aproximado de 6 escalones.

En el año 1961 se erigió la presa inicial del dique nº 2, pero en principio sólo se utilizó para sedimentación de aguas emergentes del dique nº 1, hasta el año 1963 en que empezó su relleno con estériles.

A continuación se empezaron a rellenar el conjunto de los diques 1-2, hasta completar unos 18 escalones en el segundo semestre de 1969.

En el periodo transcurrido entre 1965 y 1967 se adosó el dique nº 3, al costado oeste del dique nº 1, y en él se levantaron tres escalones, exclusivamente con minerales de cobre.

El dique nº 4, contiguo al costado norte del Dique nº 2, y parte del dique nº 1, se construyó en 1969, y entre este año y el primer semestre de 1972 se levantó a la misma altura de los diques 1 y 2, con un total de 10 escalones.

A partir de 1974 los diques 1, 2 y 4 se unieron y operaron como un conjunto de uno sólo, hasta que se consideró agotada su capacidad a principios de 1978, levantándose un total de unos 4 escalones.

Finalmente el último dique construido fue el nº 5, formado en el costado norte del dique nº 3, al que engloba. Entre 1978 y primer semestre de 1981 se levantaron un total de unos 6 y 1/2 escalones, dando fin a su operación.

1.3.1.8. Distribución aproximada del mineral vertido en los escalones

En un análisis general del conjunto de vertidos efectuados se aprecia que se produjo constantemente una mezcla de diferentes tipos de mineral en cada escalón. Así, cronológicamente, se tienen:

- Granitos de Cerdeña y Pizarras de Salamanca en los primeros años (1961-1962)
- Granitos de Cerdeña, minerales con cobre de la Virgen y Granitos de Cáceres (1962-1967)
- Granitos de Cerdeña y Cáceres, y Pizarras de Badajoz (1967-1973), a lo que hay que añadir Pizarras de Cáceres desde 1971
- Granitos de Cáceres y Pizarras de Badajoz hasta 1976
- Pizarras de Badajoz hasta la parada de la fábrica en 1981

La mezcla era continua y a escala diaria en la mayor parte de las ocasiones, y obedecía fundamentalmente a la disponibilidad de los minerales y a la obtención de mezclas con mejores características físico-químicas de tratamiento.

En cuanto a la distribución de materiales dentro del cuerpo de cada escalón es muy difícil de precisar, pudiéndose asumir en principio que en la periferia de los escalones predominan los minerales de granito, al depositarse más rápidamente por ser más gruesos, mientras en el centro del escalón predominarán los productos más finos, procedentes de las pizarras. Debiéndose también tener en cuenta, que el método de construcción de aguas arriba produce el efecto de superponer los materiales gruesos de los escalones superiores sobre los materiales finos de los escalones inferiores.

1.3.1.9. Características de los minerales

Los análisis que se llevaron a cabo detectaron, como materiales de la ganga utilizada, en unos casos granitos, cuarzo y arcillas, en otros pizarras y arcillas o silicatos diversos.

Los elementos químicos de Uranio más frecuentes estaban constituidos por óxidos negros, fosfatos dobles de Calcio y Cobre, Autunita y Tobernita, con leyes que oscilan entre 0.8 y 3.00 $\text{o/}_{00} \text{U}_3\text{O}_8$.

En los minerales mixtos de Uranio-Cobre la ley de Uranio era inferior al 1 $\text{o/}_{00} \text{U}_3\text{O}_8$.

A pesar de la similitud de las diversas especies mineralógicas de Uranio empleadas, sí se apreciaron diferencias notables en las propiedades físico-químicas de las gangas tales como molturabilidad, facilidad de lixiviación, consumo de reactivos, características de sedimentación y espesamiento, etc.

1.3.1.10. Métodos de tratamiento de los minerales

El método de tratamiento utilizado en la fábrica de Uranio de Andújar consistía básicamente en un proceso hidrometalúrgico, en el que el Uranio se extraía de una pulpa acuosa de mineral molido, por medio de una lixiviación selectiva con ácido sulfúrico diluido. La solución acuosa que se obtenía del Uranio se separaba del resto de los productos sólidos estériles en una instalación continua de lavado, en contracorriente, mediante espesadores. Una vez obtenido el Uranio se purificaba y concentraba en la fábrica por medio de unas columnas de cambio de ión, para pasar posteriormente a una instalación de extracción por aminas. El Uranio se precipitaba finalmente con sosa o amoníaco para obtener un concentrado sódico o amónico comercial.

Los estériles, con forma de pulpa, junto con los líquidos excedentes del proceso, se neutralizaban con cal y se vertían posteriormente a los diques.

El método de tratamiento fue diseñado, en principio, tan solo para minerales de Uranio, por lo que tuvo que ampliarse, al incorporarse al proceso minerales mixtos de Uranio-Cobre, con dos etapas adicionales, una de flotación de la pulpa estéril de lixiviación, lo que permitía recuperar minerales de cobre sin lixiviar, y otra de precipitación con chatarra de hierro de la solución acuosa estéril efluente de la sección de recuperación de Uranio, para recuperar así el cobre solubilizado en la etapa de lixiviación que no se fijaba ni por las resinas de cambio de ión, ni por las aminas.

El grado de molienda, en este tipo de tratamientos, tiene un efecto directo en la granulometría final de los estériles. Al principio la molienda se hizo de forma que pasara por un tamiz con 48 mallas Tyler (295 micras). Más tarde se redujo a un tamiz con 35 mallas Tyler (417 micras), ya

que el grado de molturación se consideró suficiente. El objetivo perseguido con esta molienda era conseguir que como mínimo el 50% del mineral atacado fuera inferior a un tamiz de 150-200 mallas Tyler (104-74 micras).

La granulometría final obtenida estaba directamente asociada al tipo de mineral, presentando una importante variación entre los diferentes tipos de fuentes utilizadas.

1.3.2. Trabajos realizados en los diques antes de la clausura

En la década de los años 70 se empezó a pensar en algún sistema de estabilización de los diques, al alcanzar estos una altura considerable y paralizarse la operación de alguno de ellos, siendo notable la acción erosiva de la lluvia y el viento, que producían grietas, fisuras y pequeños desmoronamientos con un notable aumento de la dispersión de polvo de los estériles.

Con estos planteamientos de trabajo se pensó en la ejecución de una cubierta vegetal, para lo cual se realizó un primer ensayo en 1973, en una parcela de unos 7700 m². La cubierta vegetal cumplía los requisitos de proteger los taludes contra las acciones erosivas de la lluvia y el viento, pero no impedía la emisión y dispersión del radón.

Como alternativa a la cubierta vegetal, y dentro de los distintos sistemas factibles, cubierta de tierras o arcillas, cubierta de hormigón y revestimientos asfálticos, para efectuar una estabilización provisional de los diques, se eligió la ejecución de un revestimiento asfáltico, por su mayor economía y facilidad de aplicación, mucho más teniendo en cuenta el carácter provisional de la estabilización, al estar la fábrica todavía en operación, lo

que podría condicionar decisiones futuras sobre el destino y ubicación definitiva de la masa de estériles finalmente acumulada.

El tratamiento asfáltico consistía en las siguientes operaciones:

- Preparación, limpieza de restos vegetales y alisado del terreno.
- Aplicación de tres riegos con emulsión aniónica con un total de 5 kg/m².
- Aplicación de dos capas de arena silícea con un total de 7 kg/m².
- Aplicación de una capa de Slurry negro con un total de 7 kg/m².
- Limpieza de los productos sobrantes.

1.3.3. Fase de clausura

Una vez terminada la etapa de producción en la fábrica se planteó la incógnita sobre el comportamiento futuro del dique, que se consideraba ligado a la idoneidad de su ubicación, bien en su emplazamiento inicial junto a la fábrica, bien en una nueva ubicación no precisada.

A la vista del volumen de material a mover, lo que presentaba un gravísimo problema de transporte, además del riesgo consiguiente de polvo de estériles (potencialmente contaminante) que se produciría en las maniobras, se optó por abordar una fase de clausura del dique, en su emplazamiento original, que evaluara en qué condiciones podría asumirse su permanencia, siempre y cuando estas fueran acordes con los criterios establecidos por el Consejo de Seguridad Nuclear.

Para abordar la fase de clausura del dique se establecieron una serie de criterios que recogían, en parte, los planteamientos del documento UMTRA Project americano. Desde el punto de vista del comportamiento geológico-geotécnico del dique, para acometer su fase de clausura, se consideró que se debía disponer de los siguientes estudios:

- Estudio geológico regional que englobase a su vez la geología local del emplazamiento, prestando especial atención a la geología del cuaternario en la región del emplazamiento y a la distribución de las unidades superficiales.
- Estudio hidrogeológico del comportamiento de las aguas subterráneas en el área de implantación del dique, prestando especial atención a los flujos de agua existentes hacia el río Guadalquivir por su proximidad.
- Evaluación de los riesgos geomorfológicos que podrían incidir en el emplazamiento, calculándose su probabilidad de ocurrencia y la magnitud posible de sus efectos durante la vida útil de la estabilización.
- Estudios de investigación de riesgos fluviales que abarcasen tanto el comportamiento del cauce (erosión, acumulación y desplazamiento lateral) como los posibles fenómenos de inundación, en función de las avenidas de proyecto contempladas.
- Estudios geotécnicos del emplazamiento de la Fábrica de Uranio de Andújar con el objeto de definir las condiciones geotécnicas de los suelos que sustentan los diques de estériles.
- Caracterización geotécnica de los materiales de los diques, definiendo, entre otras propiedades, la textura, estratigrafía, grado de permeabili-

dad, resistencia, capacidad portante, grado de deformabilidad y la susceptibilidad a licuefacción de los estériles.

- Estudios de estabilidad a largo plazo del dique que contemplasen condiciones de carga tanto estáticas como dinámicas.
- Identificación, valoración e idoneidad de materiales provenientes de zonas de préstamo.
- Definición y estudio del comportamiento de una capa de cobertera que sirviera de barrera al Radón. Este estudio debía contemplar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, en especial las referencias a resistencia, compresibilidad, permeabilidad, capilaridad, capacidad de difusión del Radón y erosionabilidad.
- Estudios sísmicos capaces de definir el riesgo sísmico del emplazamiento, sus características sismotectónicas, así como los parámetros del sismo de diseño a utilizar.

Los trabajos desarrollados en el presente estudio constituyen, en su esencia, una parte de los trabajos geotécnicos realizados para el Proyecto de Clausura de la Fábrica de Uranio de Andújar, y se centran en la caracterización geotécnica de los estériles depositados por relleno hidráulico, en de dicho proceso de deposición, contrastándose y resaltándose las diferencias observadas en los resultados obtenidos con los establecidos en el documento UMTRA Project, de aplicación en Estados Unidos, donde este tipo de trabajos ha tenido mayor desarrollo.

2. PROCESO DE FORMACIÓN DE LOS RESIDUOS DEPOSITADOS POR RELLENO HIDRÁULICO Y SÍNTESIS BIBLIOGRÁFICA DE SUS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

2.1. Proceso de formación

El proceso de formación de rellenos por decantación de las partículas sólidas, suspendidas y transportadas por el agua, está unido a la historia de la superficie terrestre. La alteración de las rocas primarias y su posterior erosión por las aguas superficiales, para ser luego depositadas, constituye el primer escalón en la formación de las rocas sedimentarias.

El proceso de deposición de un relleno hidráulico es similar al de un depósito de suelo, cuya génesis se recoge en la fig. 2.1 (Imai, 1981), con las siguientes tres etapas diferenciadas: floculación, sedimentación y consolidación.

En la primera etapa no se produce depósito, pero sí agregación (floculación) de las partículas. En la segunda etapa los flóculos se depositan gradualmente y forman una capa de sedimentos los cuales consolidan, reduciéndose su contenido de agua. El contorno entre la zona superior de flóculo en deposición y el sedimento es la zona de ubicación del nuevo sedimento. Mientras el sedimento aumenta, la zona de deposición va disminuyendo su espesor y finalmente desaparece. En la última etapa todos los sedimentos así formados consolidan por su propio peso y alcanzan una situación de equilibrio.

Los estudios de sedimentación tienen como concepto común la condición bajo la cual un grupo de partículas en suspensión se convierte en una masa de sedimento, aceptándose que ésta se forma cuando las partículas de suelo se depositan en el sedimento y comienzan a interactuar unas

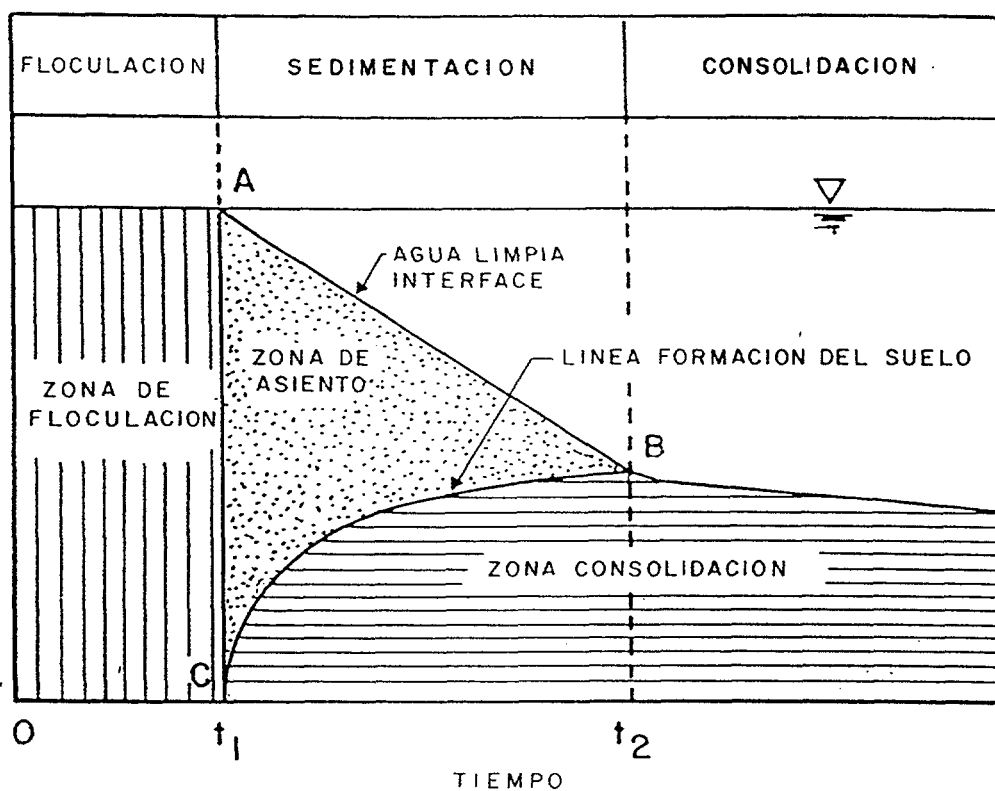


Fig. 2.1.- Floculación/sedimentación/consolidación (Imai, 1981)

con otras, formando un agregado que transmite tensiones efectivas por los contactos virtuales entre partículas.

El estudio del mecanismo de sedimentación requiere medir la distribución del contenido de agua en la mezcla y su variación.

Basados en este concepto, Monte y Krizek (1976) establecieron un criterio para limitar el contenido de agua. Este criterio se basa en la determinación del límite de fluidez, "fluid limit", que corresponde al contenido de agua por debajo del cual el sistema se convierte en una masa de suelo. La teoría de la consolidación tan sólo es aplicable cuando el sistema alcanza la etapa de masa de suelo.

Kynch (1952) estableció una teoría por la cual la suspensión libre de las partículas se interrumpe por colisión entre ellas, produciéndose la deposición de flóculos o agregados de partículas, siendo su velocidad de deposición dependiente de la concentración de la suspensión inicial.

2.2. Coeficiente de consolidación β

La ingeniería geotécnica se fundamenta en el principio de tensiones efectivas ($\sigma = \sigma' + u$). La tensión efectiva, σ' , gobierna el comportamiento del suelo y es diferencia entre presión total, σ , y la intersticial o presión del agua, u . En la zona de deposición del material, por encima de la zona de consolidación, el material no es un sólido poroso en el sentido clásico. Medidas realizadas en columna de sedimentación (Michaels and Bolger, 1962; Been, 1980, Been and Sills, 1981) demuestran que, en la parte de arriba de la zona de deposición, las presiones totales y la presión del agua son iguales. En la línea de formación del suelo la agregación de partículas se ha desarrollado ya, así como las presiones efectivas. Existe, asimismo, una

zona de transición (Michaels and Bolger, 1962; Been, 1980) separando la deposición y la consolidación en la que las tensiones efectivas no son nulas pero no cumplen todavía la ecuación $\sigma = \sigma' + u$.

En base a aceptar plenamente la anterior ecuación de presiones efectivas se han desarrollado modelos numéricos que introducen diferentes criterios de simplificación y diversos sistemas de coordenadas, desembocando finalmente en análisis numérico de la ecuación de consolidación (Schiffman et al., 1988; Feldkamp, 1989; Shodja and Feldkamp, 1993; Consoli, 1991; Toorman, 1996; Azevedo et al., 1997; Priscu et al., 1998).

Para tener en cuenta la no aplicabilidad general del principio de presiones efectivas en las fases iniciales de consolidación, se ha reformado la ecuación de las tensiones efectivas.

Estas apreciaciones permitieron reformular la ecuación de las tensiones efectivas (Schiffman, et al.; 1984, Pane, 1985; Pane and Schiffman, 1985) de acuerdo con la siguiente expresión: $\sigma = \beta(e)\sigma' + u$ donde el coeficiente de interacción β es una función que depende del índice de huecos.

Una forma razonable de la función $\beta(e)$ se recoge en la fig. 2.2 El coeficiente β es cero para valores del índice de huecos mayores que e_m , para el cual las partículas (agregados o partículas) se encuentran a suficiente distancia entre sí para que su interacción o contacto sea insignificante, comportándose la mezcla como un fluido denso. Para valores del índice de huecos menores que e_s , el contacto partícula-partícula se produce y el coeficiente de interacción es igual a la unidad, cumpliéndose el principio de presiones efectivas y el comportamiento de la mezcla como un suelo. En dicha fig. 2.2 se recogen dos tipos de relaciones constitutivas del coeficiente β . En el caso general, (b), el coeficiente es una función continua del índice de huecos. El

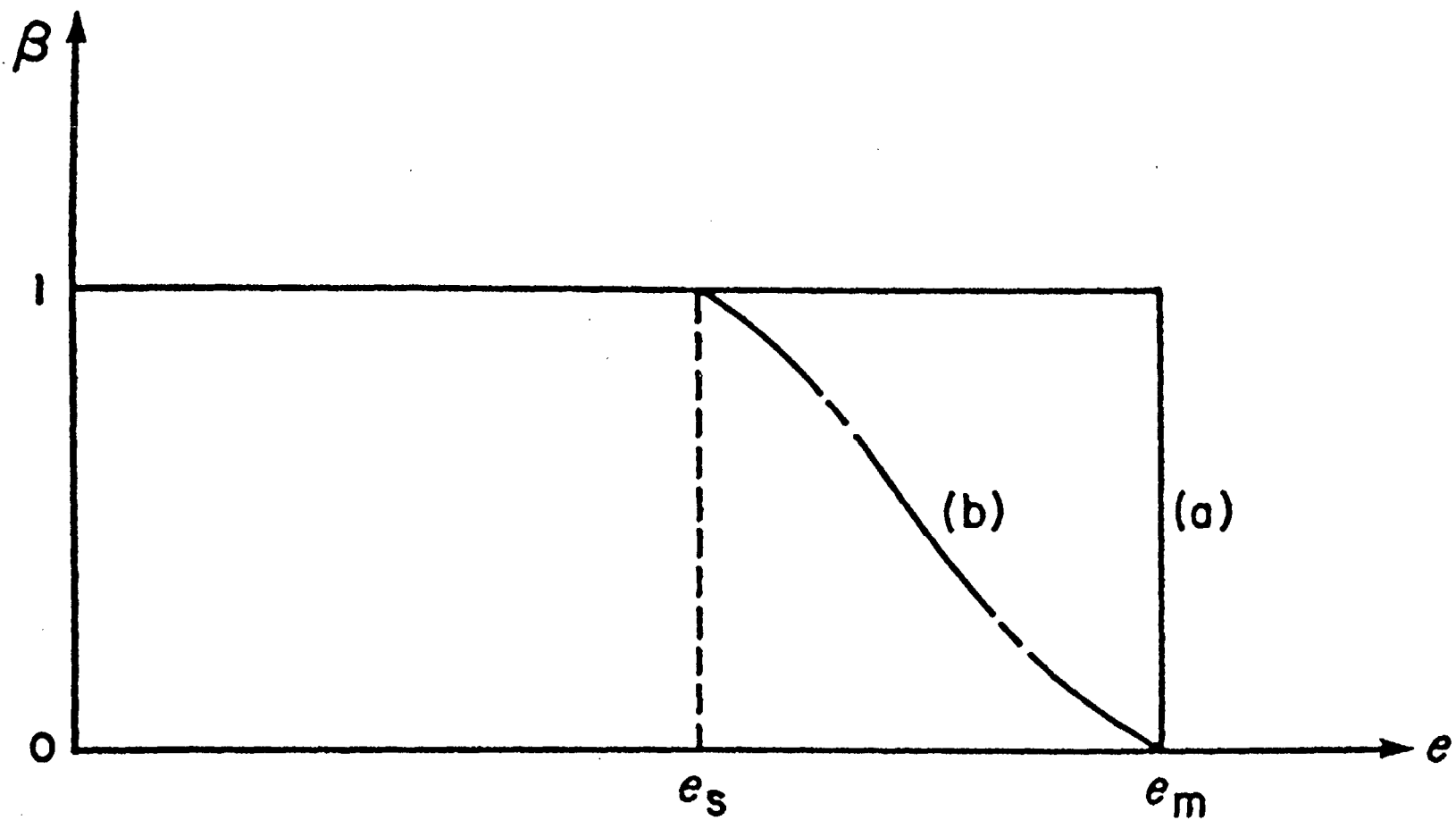


Fig. 2.2.- Coeficiente de consolidación β

otro caso, (a), implica un cambio brusco de β , para un índice de huecos igual a e_m .

2.3. Síntesis de propiedades geotécnicas de los rellenos hidráulicos de residuos

Punto de referencia obligado en este apartado, es el texto de Vick "Planning, Design and Analysis of Tailings Dams" en el que, de forma organizada, se recogen propiedades y características de los estériles orientadas al diseño y análisis de presas de residuos mineros.

Los lodos o residuos industriales son materiales artificiales originados mediante procesos que pueden ser muy diferentes, incluso dentro de un mismo tipo de explotación.

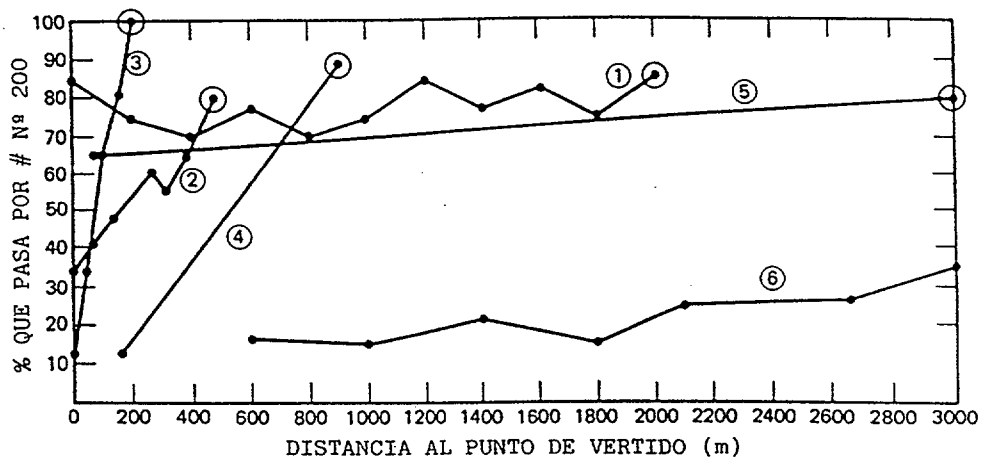
Vick clasificó los residuos mineros en cuatro categorías atendiendo a la granulometría y plasticidad de los mismos (tabla 2.1).

En los residuos no se puede hablar de una granulometría única que refleje el comportamiento del material, siendo importante considerar el fenómeno de segregación que se desarrolla a lo largo de la zona de vertido. En la fig. 2.3 se muestra la variación del porcentaje de material que pasa por el tamiz nº 200 (Serie A.S.T.M.) a medida que aumenta la distancia al punto de vertido, para diversos casos reales. Es importante indicar la dificultad de obtener buenos ensayos granulométricos en lodos, por la tendencia de éstos a flocular.

La plasticidad de los residuos está controlada fundamentalmente por la granulometría. La fig. 2.4 representa la ubicación de distintos residuos en el gráfico de plasticidad de Casagrande.

Tabla 2.1. Clasificación de los residuos mineros

CLASE	CARACTERÍSTICAS GENERALES
<u>I. RESIDUOS DE ROCA BLANDA</u>	
Carbón Potasa	Contiene fracciones limosas y arenosas, predominio de las propiedades de la fracción fina, debido a la presencia de arcillas
<u>II. RESIDUOS DE ROCA DURA</u>	
Plomo-Zinc Cobre Oro-Plata Molibdeno Níquel	Contiene fracciones arenosas y limosas. Los limos son de plasticidad baja o nula. Las arenas controlan las propiedades geotécnicas
<u>III. RESIDUOS FINOS</u>	
Arcillas fosfáticas Lodos rojos de bauxita Lodos finos de taconita Lodos de arenas bituminosas	La fracción arenosa es pequeña, o se encuentra ausente. El comportamiento del material está controlado por las fracciones limo-arcillosas
<u>IV. RESIDUOS GRUESOS</u>	
Residuos de arenas bituminosas Residuos de Uranio Residuos de Yeso Residuos gruesos de taconita Arenas fosfáticas	Contiene básicamente arenas y limos plásticos que exhiben comportamiento arenoso y excelentes propiedades geotécnicas



Curva	Tipo de residuo	G	Densidad de la pulpa	Referencia
1	Oro	-	-	Blight y Steffen, 1979
2	Cobre	2,7	45	Volpe, 1979
3	Plomo-Zinc	3,4	40	Sin publicar
4	-	2,7	30	Soderberg y Busch, 1977
5	-	2,7	50	Soderberg y Busch, 1977
6	Cobre	3,0	-	Sin publicar

⊙ Estanque de decantación

Fig. 2.3.- Variación del contenido de finos con la distancia al punto de vertido. (VICK, 1983)

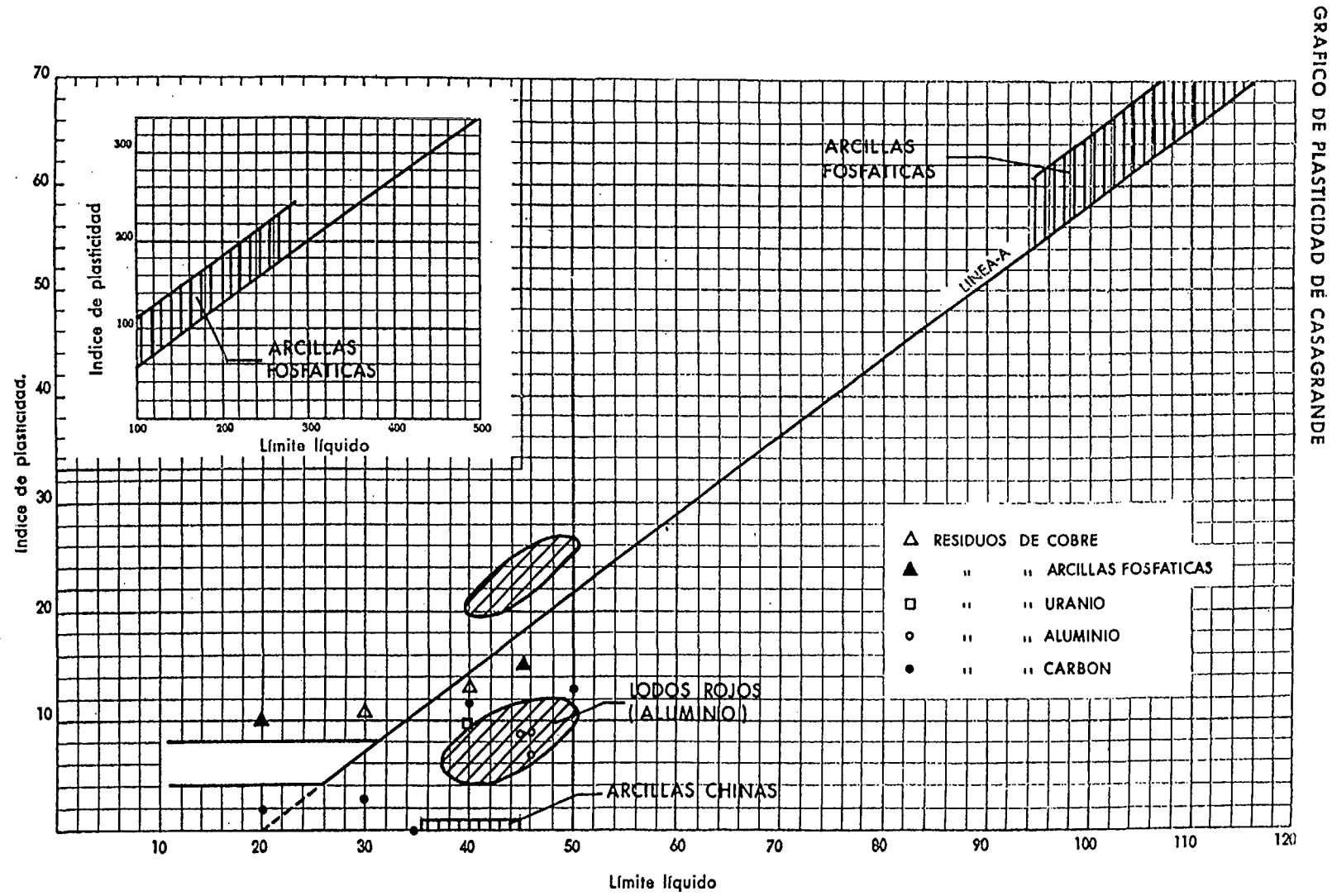


Fig. 2.4.- Gráfico de plasticidad de Casagrande para diferentes tipos de residuos

En cuanto a las densidades secas iniciales presentan intervalos de variación según los diferentes tipos de residuos (tabla 2.2). Como se observa en la tabla los valores de las densidades secas iniciales son bajas, en comparación con la mayor parte de los suelos naturales, salvo en los casos de residuos metálicos, con partículas muy pesadas.

Quiu y Sego (1998) han recopilado para cuatro tipos de estériles: cobre, carbón, oro y residuos industriales de la preparación de compuestos de arena impregnada de hidrocarburos (R.I.), los valores más representativos de las propiedades geotécnicas básicas de estos materiales que se recogen en la tabla 2.2 bis adjunta.

Cuatro son las propiedades que gobiernan el comportamiento geotécnico de los lodos: compresibilidad, permeabilidad, grado de consolidación y resistencia al corte. De las cuatro propiedades, las tres primeras se asociarían con los procesos de sedimentación y consolidación, mientras que la cuarta se vincula a la estabilidad estructural del relleno.

2.3.1. Compresibilidad

Como ya se ha indicado al principio del capítulo, los lodos al sedimentar, una vez se ha producido la interacción entre las partículas, constituyen una estructura de suelo saturada a la que se puede aplicar el principio de presiones efectivas de Terzaghi. La acción del peso propio, al añadir nuevas cantidades de material, inicia un proceso de consolidación caracterizado por la expulsión de agua y la compresión del esqueleto mineral. Los ensayos de laboratorio empleados para medir este proceso utilizan las diferentes células edométricas existentes, vinculándose la elección de la célula a la analogía existente entre el caso real que se pretende estudiar y el ensayo de laboratorio.

Tabla 2.2.- Peso específico y densidad seca inicial de
residuos para diferentes procesos de explo-
tación de minerales (Recopilación de VICK,
1983)

Minería	Peso específico	Densidad seca inicial
Hierro	3.0-3.5	1.1-1.9
Cobre	2.7-2.9	1.2-1.7
Plomo-Zinc	2.8-3.4	1.4-1.8
Estaño	2.7-2.9	1.5-1.75
Tungsteno-Molibdeno	2.7-2.9	1.4-1.60
Carbón	1.4-2.2	0.75-1.60
Yeso	2.35-2.55	0.85-1.45
Oro-Plata	2.90-3.10	1.20-1.50
Uranio	2.70-2.80	1.10-1.55
Aluminio	2.8-3.27	1.4-
Fosfatos	2.7-2.9	---
Caolines	---	1.3-1.8

Tabla 2.2bis.- Valores típicos de parámetros básicos de diferentes estériles

Residuos	Cobre	Oro	Carbón	R.I.
Peso específico	2.75	3.17	1.94	2.60
PH	7.8	9.7	7.2	7.7
Límite líquido (%)	-	-	40	-
Indice plasticidad (%)	-	-	16	-
< 2 μ m (%)	1.3	5.3	22.5	8.9
> 0.06 mm (%)	74.5	33.3	40	77
< 74 μ m (%)	31.3	81.3	66.4	21.2
D ₁₀ (μ m)	18.28	5.0	1.31	2.7
D ₃₀ (μ m)	72.25	19.0	4.13	11.2
D ₅₀ (μ m)	120.6	44.8	29.2	182
D ₆₀ (μ m)	153.5	54.0	60.0	204

El principal inconveniente para el desarrollo de estos ensayos se presenta en el caso de materiales muy compresibles, con alto índice de huecos, por la dificultad que representa el mantener las muestras intactas con el índice de huecos inicial.

En la tabla 2.3 se presentan valores característicos del índice de compresión (C_c) para diferentes tipos de residuos. Del análisis de los valores de la tabla se observan variaciones significativas de los valores del índice de compresión (C_c) en función de la granulometría predominante y de la densidad inicial a partir de la cual se inicia el proceso de consolidación. Asimismo, se observan notables diferencias dentro de un mismo tipo de residuos (p.e. de hierro) lo que confirma la gran dispersión de los parámetros geotécnicos (reflejada en los datos conocidos) que gobiernan el comportamiento de los residuos mineros, reflejándose la necesidad de realizar los ensayos oportunos en cada caso.

A modo de síntesis se puede indicar que para granulometrías predominantes de arena, el valor del índice de compresión C_c varía entre 0.05 y 0.10, y en caso de finos predominantes de baja plasticidad el valor de C_c está comprendido entre 0.20 y 0.30.

Tal como se ha indicado al principio del capítulo el valor del índice de huecos inicial (e_0) es un parámetro fundamental en el estudio de la compresibilidad, siendo necesario para su determinación establecer de la forma más fidedigna posible el final del proceso de sedimentación (deposición) y el inicio de la consolidación, para cuya determinación se puede aplicar el criterio del límite de fluidez propuesto por Monte y Krizek (1976), la formulación de la ecuación de las tensiones efectivas en función del índice de interacción (Schiffman et al. 1984, Pane 1985, Pane and Schiffman 1985) o bien la fórmula empírica dada por Carrier et al. (1983) que establece que el

Tabla 2.3.- Indice de compresibilidad (C_c) para direntes tipos de residuos

Tipo de residuo	Indice de poros inicial e_o	Indice de compresibilidad (C_c)	Rango de esfuerzos (lbs/pie ²)	Referencia
Lodos de Hierro	1.37	0.19	500-20.000	Guerra, 1979
Lodos de Cobre	1.3-1.5	0.20-0.27	20-20.000	Mittal y Morgenstern, 1976
Arenas de Cobre	-	0.28	-	Volpe, 1979
	1.10	0.05	200-2.000	Mittal y Morgenstern, 1975
	(Dr=0)	0.11	2,000-20.000	
Arenas bituminosas	-	0.09	-	Volpe, 1979
	1.0	0.06	200-20.000	Mittal y Morgenstern, 1975
	(Dr=0)			
Arenas de molibdeno	0.72-0.84	0.05-0.13	500-20.000	Nelson et al, 1977
Lodos de Oro	1.7	0.35	3000-100.000	Blight y Steffen, 1979
Lodos de Plomo-Zinc	0.7-1.2	0.10-0.25	1000-12.000	Kealy et al, 1974
Finos de Carbón	0.6-1.0	0.06-0.27	-	Wimpey, 1972
Lodos fosfáticos	20	3.0	200-1.600	Bromwell y Raden, 1979
Lodos de bauxita (aluminio)	1.6-1.8	0.26-0.38	1000-20.000	Somogyi y Gray, 1977
Yeso	1.3	0.07	500-5.000	
		0.28	5000-20.000	Vick, 1977
Totales de Carbón	-	0.2-0.3	-	Holubec, 1976
Lodos de Plomo-Zinc	-	0.3	-	Mabes et al, 1977
Totales de Cobre	0.72	0.09	-	Murthy et al, 1976
Lodos de Hierro	1.02	0.09	-	Guerra, 1973
Totales de Hierro	-	0.035	-	Guerra, 1973
Totales de Hierro	1.26	0.235	-	Robinson, 1977
Finos de Hierro	1.24	0.260	-	J. Salas, 1964
Lodos de Carbón	-	0.2	-	Dawson, 1999

índice de huecos e_o tiene la expresión $e_o = 0.07 G_s w_l$, siendo G_s el peso específico de las partículas y w_l el límite líquido.

2.3.2. Permeabilidad

El valor del coeficiente de permeabilidad es difícil de determinar al estar afectado, entre otras variables, por el tamaño y plasticidad de las partículas, por el proceso y modo de deposición y por la profundidad a la que se encuentra dentro del depósito.

En la tabla 2.4 se recogen valores típicos de la permeabilidad media de los estériles en función de la granulometría y plasticidad del material.

En la tabla 2.5 se recoge el detalle de los diferentes tipos de ensayos de laboratorio, el rango de aplicación, el tiempo de ejecución de los ensayos, así como las observaciones relativas a los valores medidos.

Entre las correlaciones empíricas existentes, se puede mencionar la fórmula de Hazen

$$K = C_H d_{10}^2$$

donde K = permeabilidad media

d_{10} = tamaño del tamiz, en mm, que deja pasar el 10% de la muestra de suelo en peso

C_H = coef. numérico

Esta fórmula obtenida, inicialmente, para arenas limpias ha sido analizada por otros investigadores: Mittal y Morgenstern (1975) demostraron su validez en residuos arenosos, Mabes et al. (1977) extendieron su aplica-

Tabla 2.4.- Valores de permeabilidad típicos de los estériles (Cancela Rey, 1987)

Tipo	Permeabilidad media cm/seg
Arenas limpias o ciclonadas con menos de un 15% de finos	10^{-2} - 10^{-3}
Arenas de playa hasta con un 30% de finos	10^{-3} - 5×10^{-4}
Arcillas y limos no plásticos o de baja plasticidad	10^{-5} - 5×10^{-7}
Arcillas y limos plásticos	10^{-6} - 10^{-8}

Tabla 2.5.- Diferentes ensayos de permeabilidad

Ensayo	Rango de aplicación (cm/seg)	Tiempo de ejecución (días)	Observaciones
Permeámetro de carga constante	1 a 10^{-4}	1 a 2	- Permite una determinación por probeta - Determinación directa
Permeámetro de carga variable	10^{-4} a 10^{-10}	2 a 4	- Permite una determinación por probeta - Determinación directa
Flujo de agua en célula Rowe	10^{-2} a 10^{-7}	12 a 20	- Permite determinaciones a diferentes presiones efectivas - Determinación directa
Flujo de agua en el triaxial	10^{-3} a 10^{-10}	3 a 5	- Permite una o varias determinaciones dependiendo de la ejecución del ensayo y presiones del control - Determinación directa
Medida de consolidación en el edómetro	10^{-5} a 10^{-10}	12 a 20	- Permite determinaciones a diferentes presiones efectivas - Determinación indirecta

ción a residuos finos "slimes" no plásticos y Bates y Waymen (1976) encontraron fórmulas similares para arenas ciclonadas.

Diversas investigaciones han correlacionado el valor de la permeabilidad con el índice de huecos, e. Carman (1956) estableció la relación:

$$K = \frac{\gamma_f}{\nu_f} \frac{T}{CS^2} \frac{e^3}{(1 + e)}$$

donde:

γ_f y ν_f son el peso específico y la viscosidad del fluido

C factor de forma de hueco

S superficie específica por unidad de volumen de las partículas

e índice de huecos

T tortuosidad que es igual a L/L_e , siendo L la longitud de flujo aparente y L_e la longitud de flujo efectivo

En las figs. 2.5 y 2.6 se presentan los resultados de los trabajos de Carrier et al., (1983), Been y Sills (1981), y Matyas et al., (1984). En dichas figuras se observa que la permeabilidad varía linealmente con el índice de huecos en escala semilogarítmica.

En la tabla 2.6 se presenta la gama de valores dentro de los cuales varía la permeabilidad de los residuos, que se cuantifica entre 10^{-2} m/seg y 10^{-8} cm/seg, recogándose, asimismo, para cuatro tipo de estériles, valores típicos del coeficiente de permeabilidad en función del rango de presiones.

Otro aspecto de especial interés es la consideración de la variación entre la permeabilidad vertical K_v , y la horizontal K_H , ya que la anisotro-

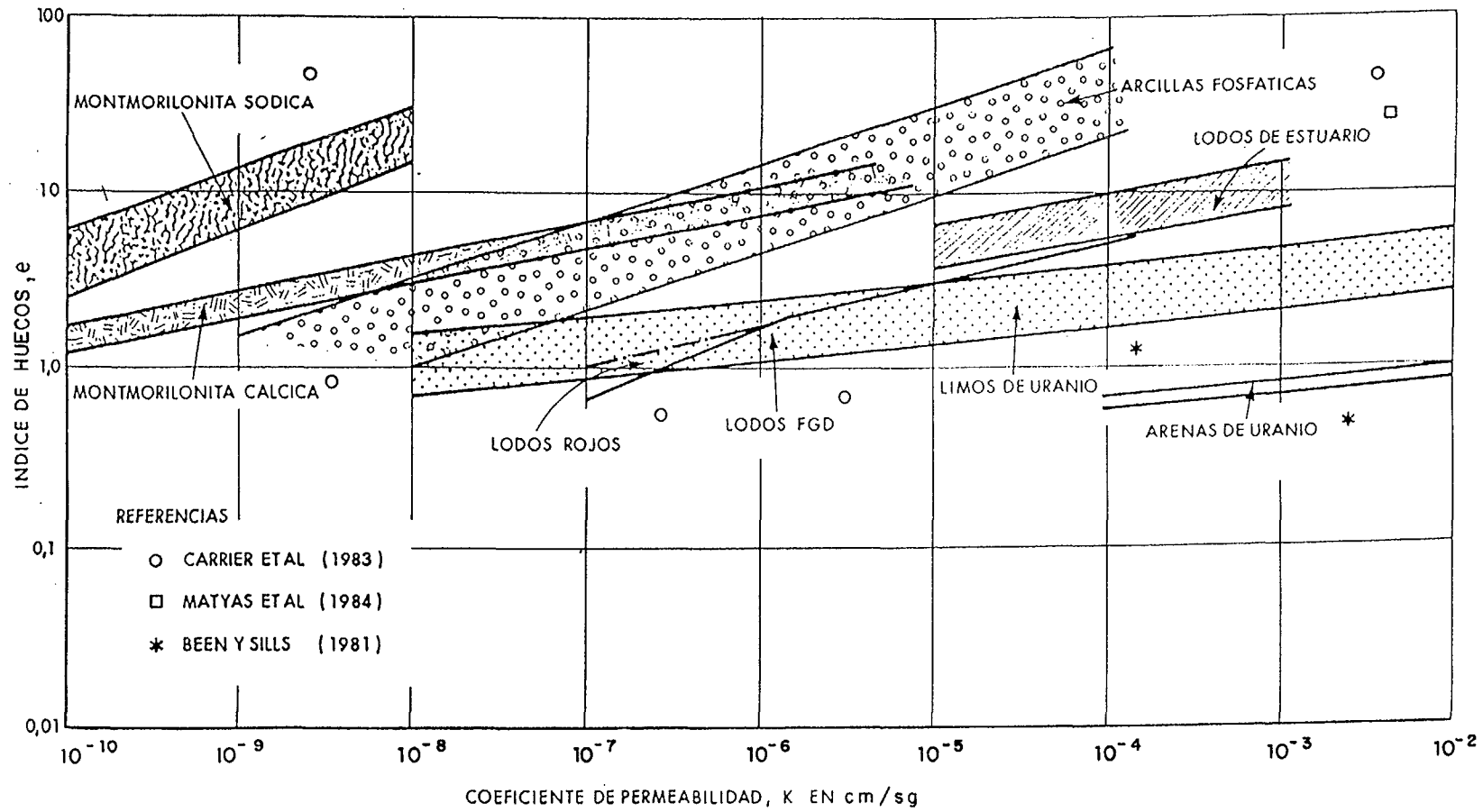


Fig. 2.5.- Correlación entre el índice de poros y la permeabilidad

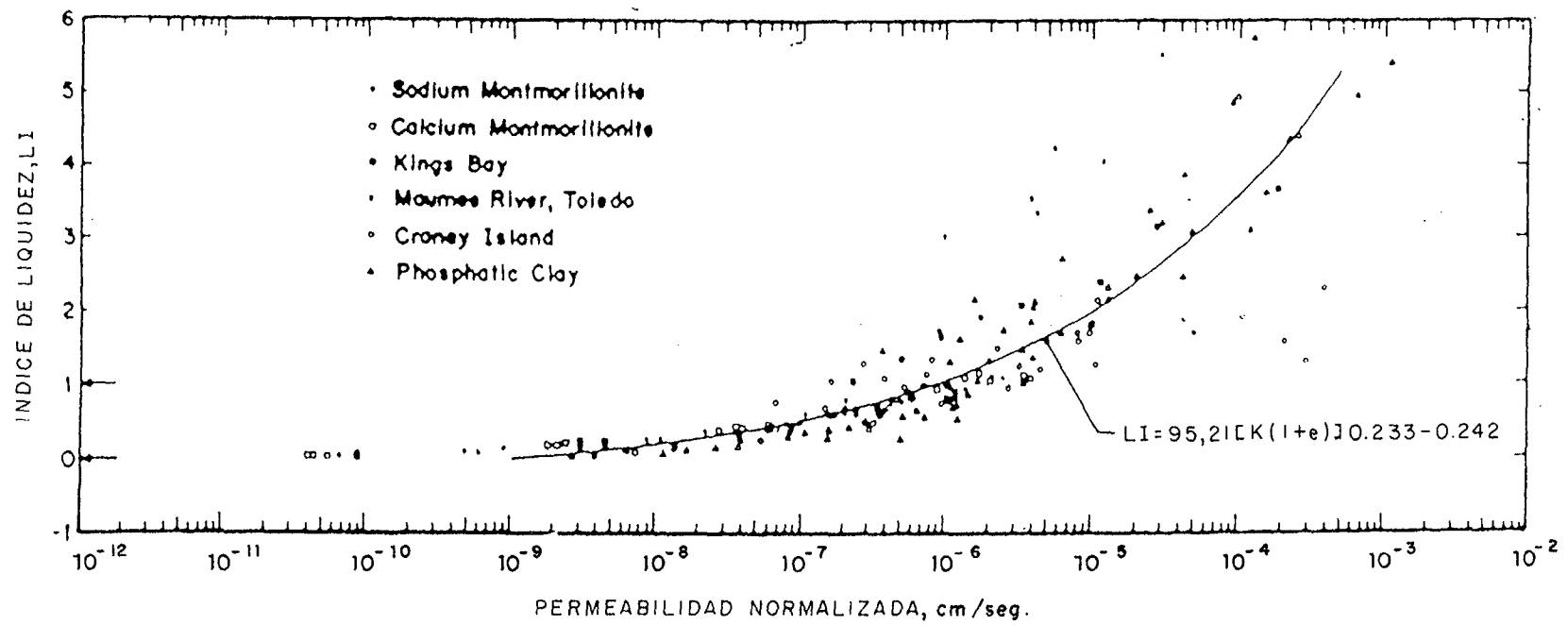


Fig. 2.6.- Correlación entre el índice de liquidez, IL y la permeabilidad, (Carrier, et al., 1983)

Tabla 2.6.

Valores típicos del coeficiente de permeabilidad (Cancela Rey, 1987)

Material	K (cm/seg)
Arenas ciclonadas gruesas con menos de 15% de finos	$10^{-2} - 10^{-3}$
Arenas depositadas en la playa con menos de 30% de finos	$10^{-3} - 10^{-4}$
Lodos limosos no plásticos	$10^{-4} - 10^{-5}$
Lodos de baja plasticidad	$10^{-5} - 10^{-6}$
Lodos finos de alta plasticidad	$10^{-7} - 10^{-8}$

Valores del coeficiente de permeabilidad en función del rango de presiones (Quiu et al., 1998)

σ' (kPa)		0.5	2	4	10	20	50	100
Estériles de Cobre	k ($\times 10^{-5}$ cm/s)	9.8	8.9	8.6	7.2	6.0	5.3	4.5
Estériles de Oro	k ($\times 10^{-5}$ cm/s)	6.7	5.5	4.1	3.5	3.3	2.9	2.7
Estériles de Carbón	k ($\times 10^{-8}$ cm/s)	11.0	5.3	3.4	1.9	1.2	0.7	0.4
R.I.	k ($\times 10^{-7}$ cm/s)	6.3	5.0	4.6	2.6	2.5	2.4	2.2

pía, por el sistema de deposición de los lodos, establece relaciones de K_H/K_V que oscilan entre 2.5 y 10, según los materiales.

2.3.3. Grado de consolidación

La velocidad de consolidación (variación del grado de consolidación en función del tiempo) depende de la naturaleza del residuo y del rango de esfuerzos aplicados.

El coeficiente de consolidación, C_v , se obtiene a partir de la curva de asientos-logaritmo del tiempo, medida durante el ensayo edométrico para los escalones de carga que interesa. Por definición es la relación entre la permeabilidad vertical, K_v , y la compresibilidad del esqueleto mineral

$$C_v = \frac{K_v E_m}{\gamma_w}$$

En la tabla 2.7 se han recogido valores de C_v en diferentes tipos de residuos, habiéndose reflejado en la tabla 2.8 un rango de variación orientativa de C_v en función de la granulometría de los materiales, que incluye, asimismo, para cuatro tipos de estériles, valores de los parámetros típicos de consolidación en función del rango de presiones.

Existen estudios sobre la variación del coeficiente de consolidación con el índice de huecos. Los resultados obtenidos por diversos autores fig. 2.7: Mittal y Morgenstein, 1976, para residuos de cobre; Blight y Steffen, 1979, para residuos de oro, Keshian et al., 1977, para residuos de arcillas fosfáticas, y de datos no publicados sobre residuos de molilideno y cobre-zinc, indican la no existencia de ningún tipo de relación, con comportamientos variables y aleatorios para cada tipo de residuo.

Tabla 2.7.

Valores típicos del Coeficiente de Consolidación, (C_v) en diferentes tipos de residuos

TIPO DE RESIDUO	C_v cm ² /seg	REFERENCIA
Arenas de Cobre	3.7×10^{-1}	Volpe, 1979
Lodos de Cobre	1.5×10^{-1}	Volpe, 1979
Lodos de Cobre	$10^{-3} \times 10^{-1}$	Mittal and Morgenstern 1976
Arenas de Molibdeno	10^2	Nelson et al. 1977
Lodos de Oro	6.3×10^{-2}	Blight and Steffen, 1979
Lodos de Plomo-Zinc	$10^2 - 10^{-2}$	Kealy et al. 1974
Lodos de Carbón	$3 \times 10^{-3} - 10^{-2}$	Wimpey, 1972
Lodos de Bauxita	$10^{-3} - 5 \times 10^{-2}$	Somogyi and Gray, 1977
Lodos fosfáticos	2×10^{-4}	Bromwell and Raden, 1979
Lodos de Hierro	3.5×10^{-3}	J. Salas, 1964
Lodos de Hierro	4.0×10^{-2}	Guerra, 1973
Totales de Hierro	2.0×10^{-3}	Guerra, 1973
Escorias	$6.5 \times 10^{-3} - 1.6 \times 10^{-2}$	Fourie and Blight, 1999
Lodos de Carbón	3.4×10^{-2}	Dawson, 1999
Lodos de Bauxita	2×10^{-2}	A. Fourie, 1992

Valores de los parámetros de consolidación en función del rango de presiones (Quiu et al., 1998)

σ' (kPa)		0.5	2	4	10	20	50	100
Estériles de cobre	e	0.95	0.89	0.86	0.83	0.81	0.77	0.72
	c_v (m ² /yr)		22.32	70	104.23	99.1	84.51	57.95
	m_v (m ² /MN)	18.55	19.76	6.43	2.86	1.24	0.68	0.63
Estériles de oro	e	1.03	0.99	0.84	0.79	0.76	0.72	0.69
	c_v (m ² /yr)		80.07	13.58	43.27	33.01	49.02	45.43
	m_v (m ² /MN)	162.45	13.37	36.78	4.78	1.63	0.79	0.29
Estériles de carbón	e	1.57	1.31	1.19	1.02	0.92	0.79	0.70
	c_v (m ² /yr)	1.48	3.10	4.47	5.44	9.20	10.86	17.26
	m_v (m ² /MN)	188.19	67.11	27.67	12.66	4.79	2.26	1.08
R.I.	e	1.14	0.84	0.75	0.65	0.59	0.53	0.48
	c_v (m ² /yr)		0.50	0.31	0.62	0.77	4.58	8.46
	m_v (m ² /MN)	379.9	92.89	25.29	9.65	3.29	1.33	0.61

Tabla 2.8.- Valores promedio del coeficiente de consolidación C_v en función de la granulometría (Cancela Rey, 1987)

Tipo de residuo	C_v (cm ² /seg)
Arenas gruesas, ciclonadas etc.	10 - 10 ⁻¹
Arenas con finos	10 ⁻¹ - 10 ⁻²
Lodos finos poco plásticos	10 ⁻² - 10 ⁻³
Lodos finos plásticos	10 ⁻³ - 10 ⁻⁴

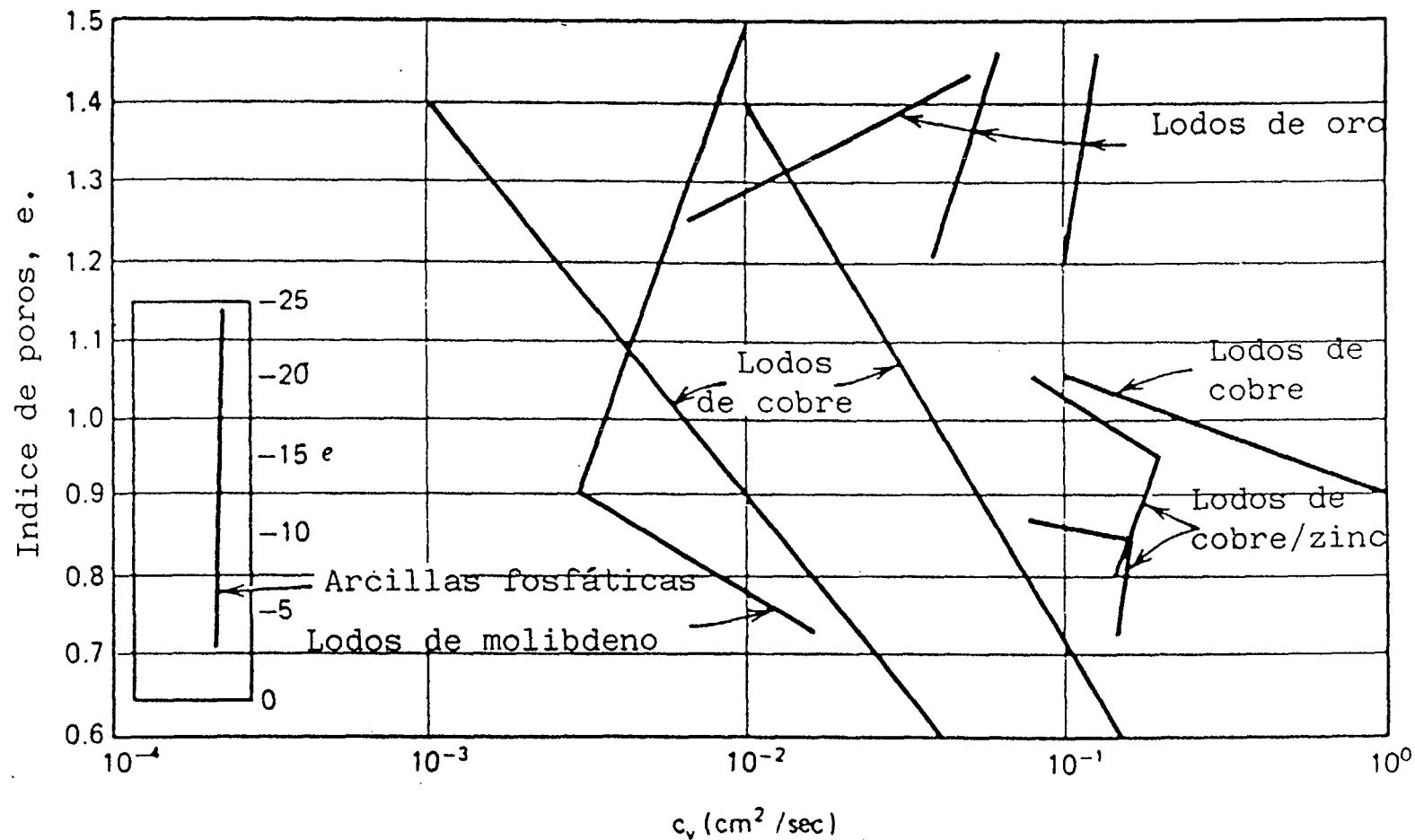


Fig. 2.7.- Variación del coeficiente de consolidación, (C_v) con el índice de poros (e). (MITTAL MORGENSTERN, 1976; BLIGHT Y STEFFEN, 1979; KESHIAN, et al., 1977)

También es importante considerar la consolidación secundaria en los residuos. En las arenas y finos (slimes) no plásticos se considera vinculada a la reorganización de las partículas y deslizamiento de los granos bajo la influencia de la carga. También deben considerarse fenómenos de fluencia viscosa o hidratación de algunos minerales y los posibles procesos químicos que alteren las partículas.

2.3.4. Resistencia al corte

Cuando se analiza la resistencia al corte de un suelo, es necesario especificar las condiciones de carga y drenaje a las que está sometido, a fin de analizar el comportamiento que mejor se ajusta al caso en estudio.

En general la bibliografía recoge para los residuos resistencias efectivas altas, que se imputan a la alta angulosidad de las partículas. Valores de 3 a 5° mayores que los suelos naturales con la misma densidad y tensión de trabajo se consideran habituales. Con raras excepciones, los residuos presentan, de forma general, comportamientos de material granular, adoptándose, en general, valores nulos de la cohesión salvo en los casos de los lodos muy plásticos.

En laboratorio el valor del ángulo de rozamiento interno ϕ se mide mediante ensayos triaxiales drenados (CD), ensayos de corte directo o bien mediante ensayos triaxiales no drenados (CU) con medida de la presión intersticial.

Con relación al efecto de la densidad inicial (o del índice de huecos) en la resistencia efectiva de los residuos, Rodríguez Ortiz (1980) recogió que el ángulo de rozamiento interno disminuye a medida que el material está más flojo, siendo el descenso del rozamiento más notorio para el

índice de huecos crítico (0.75-0.8) (fig. 2.8). Vick, con relación a esta misma variable, indica en su libro que, para el rango de densidades habituales de los depósitos de residuos, el efecto es reducido, con variaciones entre 3 y 5° para los residuos arenosos.

Por contra, Vick recoge como factor más influyente en la variación del ángulo de rozamiento interno de los residuos el efecto de los esfuerzos verticales a los que se encuentra sometido el material, siendo la causa de esta variación la angulosidad de las partículas en los contactos que, a medida que crecen las tensiones, sufren un proceso de rotura (fig. 2.9).

En la tabla 2.9 se recogen valores del ángulo de fricción efectivo para distintos tipos de residuos según la bibliografía existente.

La resistencia al corte no drenada implica considerar las presiones intersticiales que se generan como consecuencia de la aplicación de las cargas, sin que aquellas puedan disiparse, siendo éste un comportamiento exhibido en bastantes roturas de depósitos de residuos. En laboratorio la forma más habitual de determinar los parámetros de resistencia no drenada es mediante ensayos triaxiales CU evaluando los parámetros ϕ_T (ángulo de rozamiento interno en presiones totales) y C_T (cohesión en presiones totales). En la tabla 2.10 se recogen valores de los parámetros de resistencia al corte no drenada de distintos tipos de residuos según la bibliografía existente.

Un aspecto a tener en cuenta en los residuos son los procesos de aplicación dinámica de la carga, los cuales pueden producir en una masa de lodos saturados un proceso de licuefacción, por efecto de la vibración, al producir un aumento de la presión intersticial. Este fenómeno presenta el mismo fundamento, tal como demostraron Richardson y Zaki (1954), que el que se experimenta durante la fase de sedimentación de un relleno hidráulico

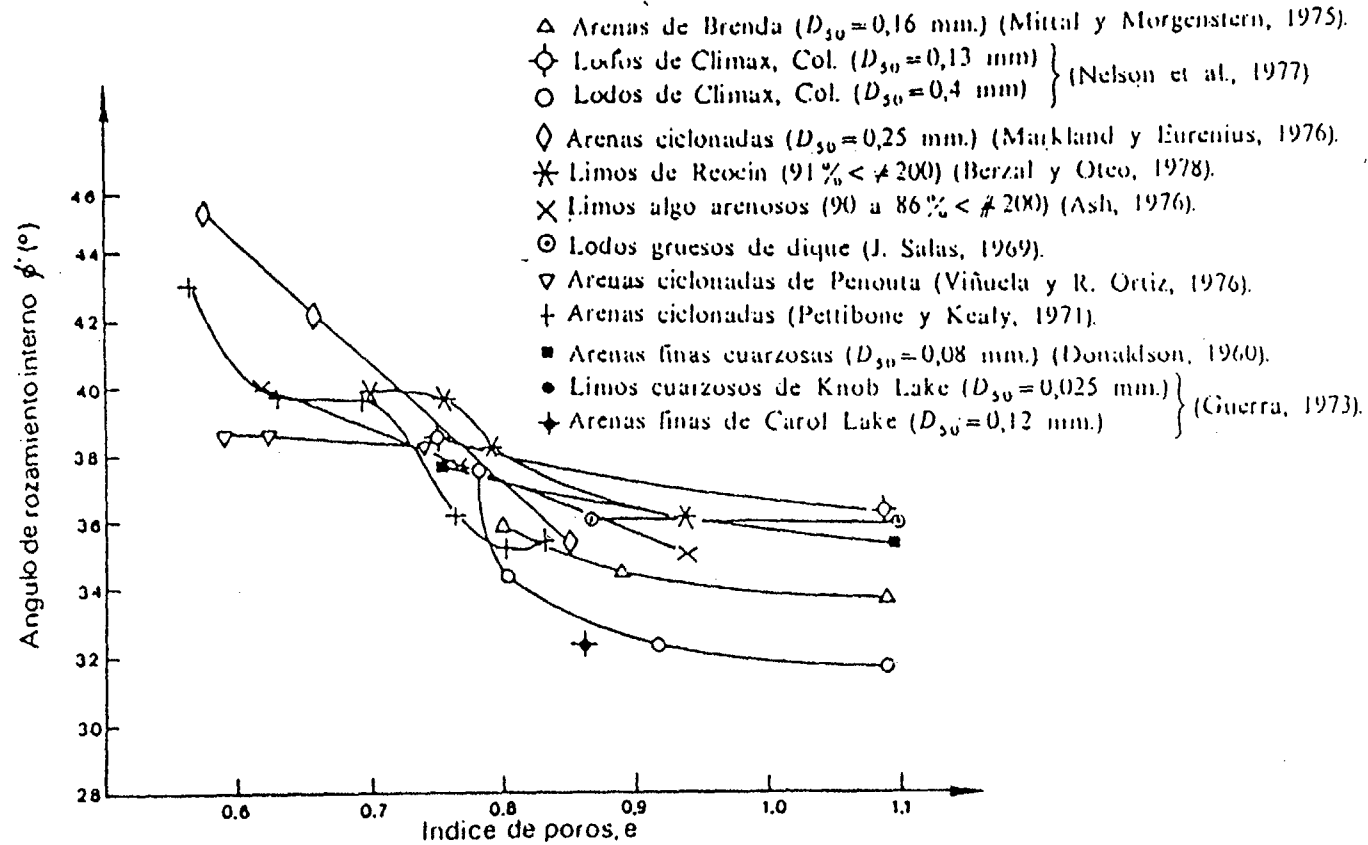
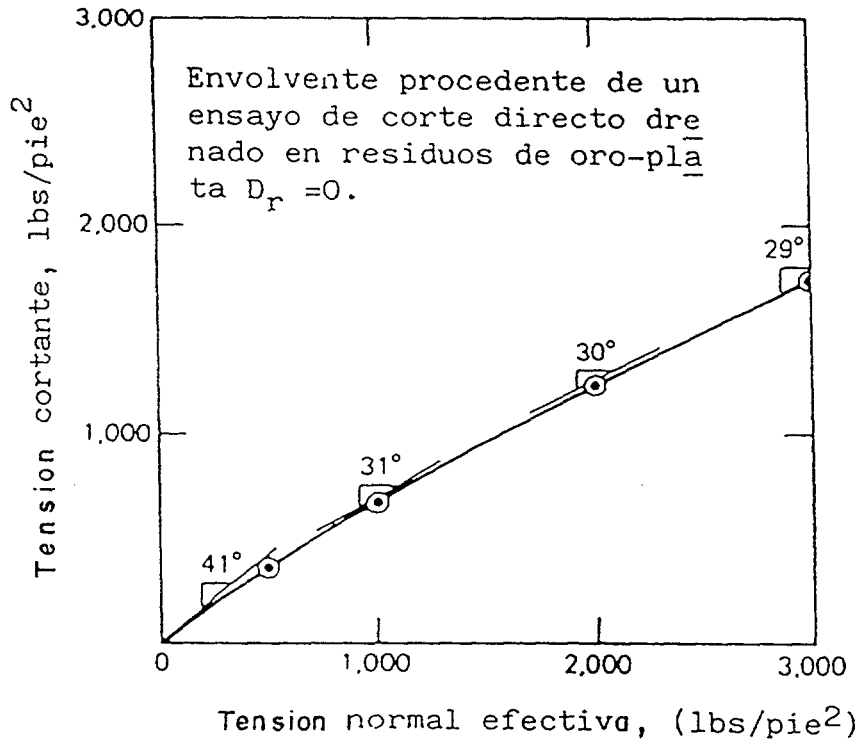
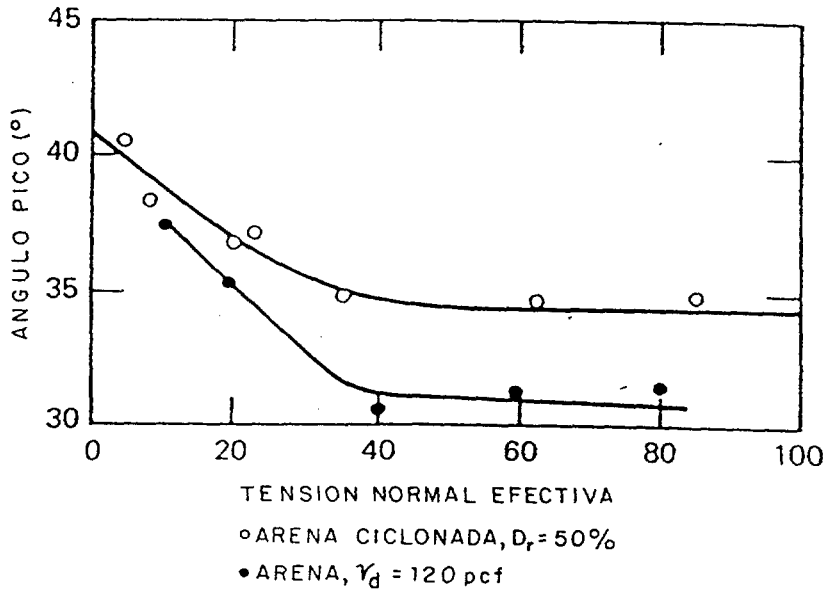


Fig. 2.8.- Variación del ángulo de rozamiento interno con el índice de poros. (Reproducción de RODRÍGUEZ ORTIZ, 1980)



Envolvente drenada típica (Vick, 1983)



Variación del ángulo ϕ con el nivel de tensión (Mittal y Morgenstern, 1975)

Fig. 2.9

Tabla 2.9.- Valores típicos del ángulo de rozamiento en presiones efectivas (ϕ')

Tipo de residuo	ϕ (°)	Rango de presiones (kg/cm ²)	Referencia
Cobre			
Arenas	34	8.5	Mittal y Morgenstern, 1975
	33-39		Klohn y Maarthman, 1973
	38-45		Wahler y Schlick, 1976
Lodos	33-37	7	Volpe, 1975
	20-40	-	Dobry y Alvarez, 1967
	35	-	Murthy et al. 1976
	33-37	-	Wahler y Schlick, 1976
Molibdeno (arenas)	32-38	-	Nelson et al. 1977
Hierro			
Arenas	33	-	J. Salas, 1964
	35-44	-	Markland y Eurenus, 1976
	34.5-36.5	-	Guerra, 1979
Lodos	29.7	-	J. Salas, 1964
	38	-	Robinson, 1977
	32	-	Guerra, 1973
	33.5-35	-	Guerra, 1979
	23.0-33	-	Markland y Eurenus, 1976
	27.0-32	-	Klohn, 1979

Tabla 2.9.- (continuación)

Tipo de residuo	ϕ (°)	Rango de presiones (kg/cm ²)	Referencia
Plomo-Zinc			
Arenas	33.5-35	-	Mckee et al, 1979
	39.0-40	-	León, 1976
Lodos	30-36	-	Mckee et al, 1979
Oro (lodos)	28-40.5	10	Blight y Steffen, 1979
Carbón (lodos)	24-32	-	Holubec, 1976
	32-40	-	Holubec, 1976
	37-39	-	Wahler y Schlick, 1976
	22-39	3	Wimpey, 1972
	22-35	12.5	Wimpey, 1972
Mezcla de lodos industriales	35-39	-	Belfiore, 1990
Lodos fosfáticos	31-34	-	Ivanc, 1991
Arenas	35	-	Martin y Genthe, 1993
Lodos de Zinc y Plomo	34-42	-	Patata et al., 1995
Arenas	35-38	-	Jessberger y Kockel, 1993
Lodos	26-30	-	Köning y Jessberger, 1997
Lodos de Carbón	30-38	-	Rohlf et al., 1999
Cobre (lodos)	34	-	Quiu et al., 1998
Oro (lodos)	33	-	Quiu et al., 1998
Carbón (lodos)	32	-	Quiu et al., 1998

Tabla 2.10.- Valores de parámetros de resistencia al corte en condiciones no drenadas (presiones totales)

Tipo de residuo	Indice de poros inicial	Angulo de fricción total (grados)	Cohesión total (kg/cm ²)	Referencia
Lodos de carbón	0.5-0.8	16-24	0.3-0.75	Wahler, 1973
Arenas de molibdeno	0.8	14	0.4	Sin publicar
Lodos de cobre	-	13-18	0-1	Volpe, 1979
Arenas de cobre	0.7	19-20	0.35-0.45	Wahler, 1974
Limos de cobre	0.6	14	0.65	Wahler, 1974
	0.9-1.3	14-24	0-0.2	Wahler, 1974
	1.1	14	0	Sin publicar
Limos de Plomo-Zinc	0.8-1.0	21	0	Sin publicar
Limos de oro	-	28	0	Blight y Steffen, 1979
Limos de bauxita	-	22	0.05	Somogyi y Gray, 1977

en la que, tal como ya se ha indicado, el valor del coeficiente de interacción β es cero, siendo las presiones totales iguales a la presión intersticial:

$$\sigma = \beta^{(e)} \sigma' + u = u$$

2.3.5. Conclusiones

Como resumen se puede decir que el comportamiento geotécnico de los estériles no está determinado tan sólo por las características propias del material fuente sino que está intimamente relacionado con la naturaleza del proceso de formación del depósito. Del proceso de deposición de los estériles resultan dos tipos de granulometría de materiales, arenas depositadas por mecanismos hidráulicos y partículas finas ("slimes") depositadas por sedimentación. Estos dos tipos de materiales desde el punto de vista granulométrico se distribuyen "razonablemente", cuando el área de distribución es extensa, en zonas distintas dentro del depósito dependiendo entre otras causas, de la densidad de la pulpa, distancia del punto de descarga, naturaleza de los sólidos, etc.

Las propiedades geotécnicas son claramente diferentes para las arenas y para los "finos". Los estériles arenosos tienen generalmente comportamientos de depósitos naturales de arena flojos o densificados medianamente. Los finos constituyen un material mucho más complejo que puede tener en algunos casos propiedades similares a las arenas naturales, en algunos otros de arcilla y en otros intermedios a ambos.

La permeabilidad es la propiedad más variable exhibida por los estériles, con rangos de variación de hasta cinco ordenes de magnitud en función del tipo de estériles y de las características del vertido.

La compresibilidad no varía de forma tan importante, aunque los estériles son generalmente más compresibles que los correspondientes a suelos naturales por el estado poco denso que tienen por efecto de la deposición.

La forma de consolidación es una función tanto de la permeabilidad como de la compresibilidad, por lo que su evaluación resulta compleja. Este valor es muy importante a la hora de cuantificar el tiempo que tardan en disiparse las presiones intersticiales dentro del depósito.

La resistencia a cortante drenada de los estériles en presiones efectivas, tanto para las arenas como para los finos ("slimes"), es a menudo mayor que para los depósitos naturales de suelos lo cual se imputa al alto grado de angularidad de las partículas.

En cuanto a la resistencia no drenada destaca la importancia de considerarla a la hora de evaluar la susceptibilidad de estos depósitos a la rotura, destacando la importancia del valor de la densidad inicial del material en este caso.

3. ESTADO ACTUAL DE LA GEOTECNIA DE LOS RELLENOS HIDRÁULICOS DE ESTÉRILES DE URANIO

3.1. Síntesis de las propiedades geotécnicas de los residuos de la explotación de minerales de Uranio

El conocimiento actual de las propiedades geotécnicas de los residuos de la explotación de minerales de Uranio, depositados por relleno hidráulico, tiene como punto de referencia el trabajo elaborado por Keshian y Rager (1988) en el que se recoge un estado del arte tomando como punto de referencia los resultados de 24 almacenamientos de Uranio (ver fig. 3.1) del programa Uranium Mill Tailings Remedial Action (UMTRA), que abarca estériles de Uranio provenientes de distintos procesos de beneficio de minerales en distintos lugares de Estados Unidos.

Los resultados más significativos del trabajo son los que se recogen a continuación.

De forma general se puede decir que en el conjunto de los almacenamientos se distinguen únicamente tres tipos de materiales: "arenas" (<30% pasa tamiz nº 200), arenas/finos (sand/slime) (30-70% pasa tamiz nº 200 y finos (slime) (>70% pasa tamiz nº 200), siendo el porcentaje de cada uno de ellos dependiente, fundamentalmente, del proceso del beneficio de minerales seguido, de las características del mineral y del método de deposición utilizado, ya que cada uno conduce a una distribución diferente de tamaño de granos de material en el almacenamiento.

En las figs. 3.2 a 3.4 se recogen, respectivamente, las curvas granulométricas representativas de arenas, arenas/finos y finos de los emplazamientos considerados en el estudio.

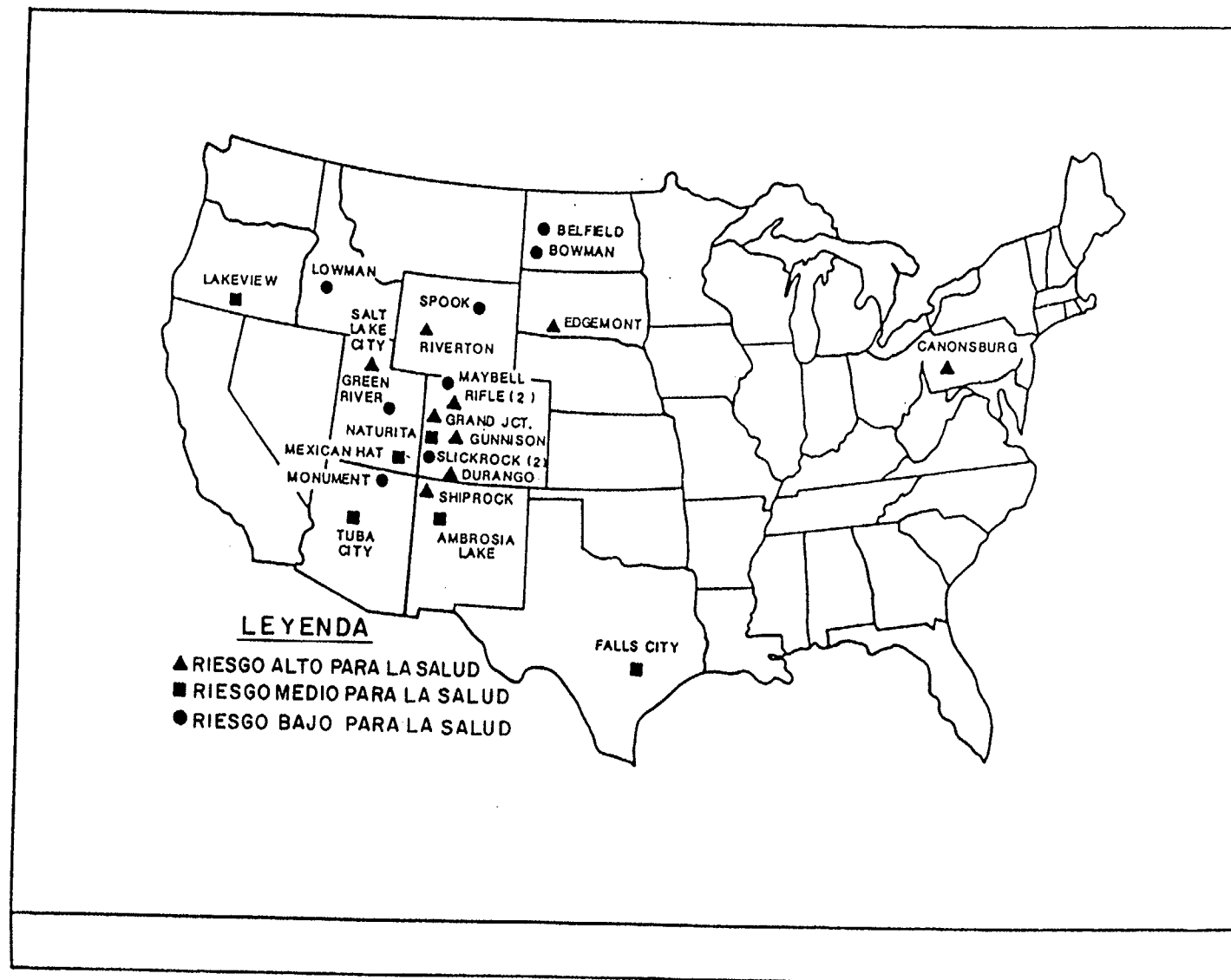


Fig. 3.1.- Ubicación de los almacenamientos de Uranio (UMTRA)

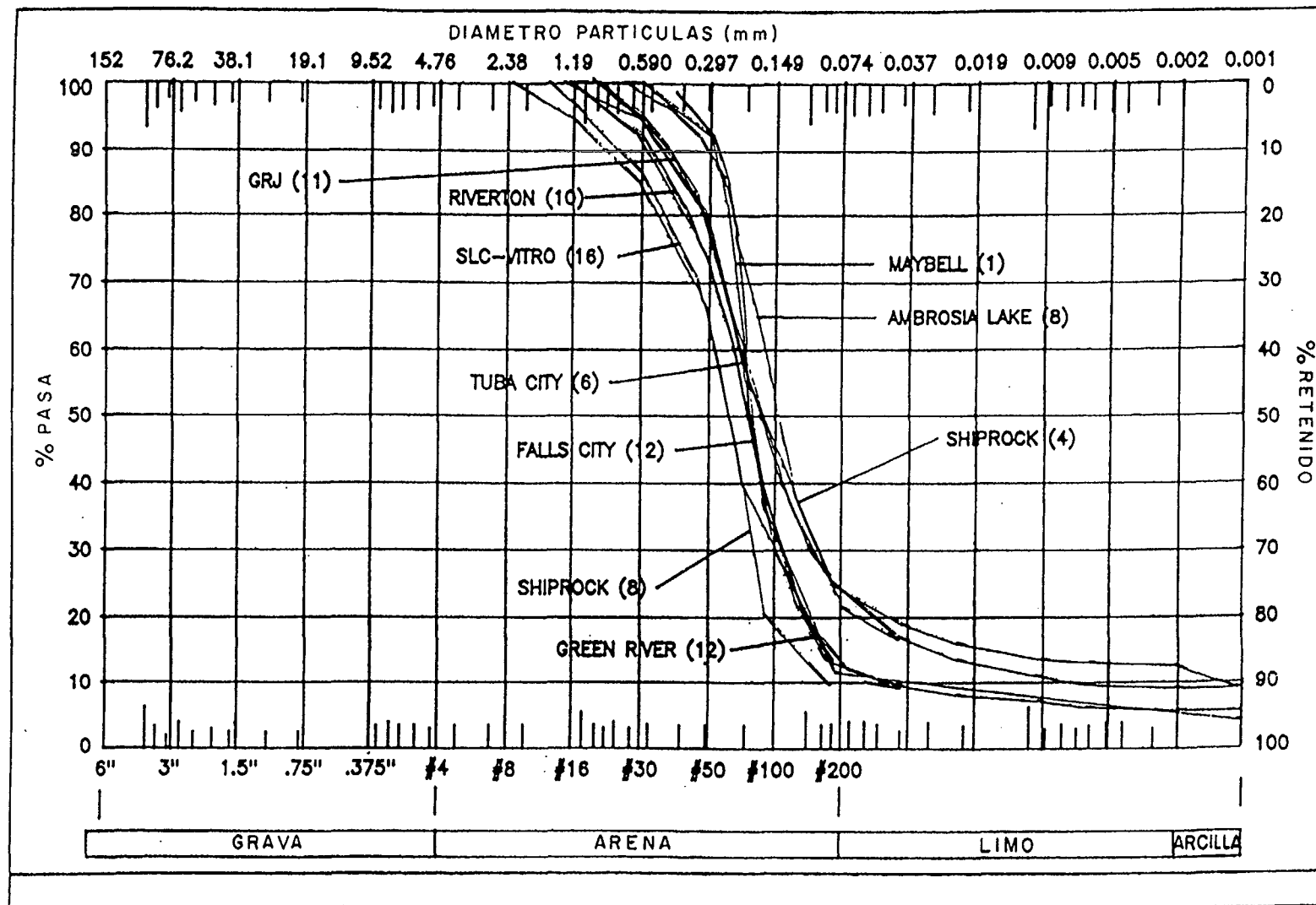


Fig. 3.2.- Curvas granulométricas típicas de arenas (sands)

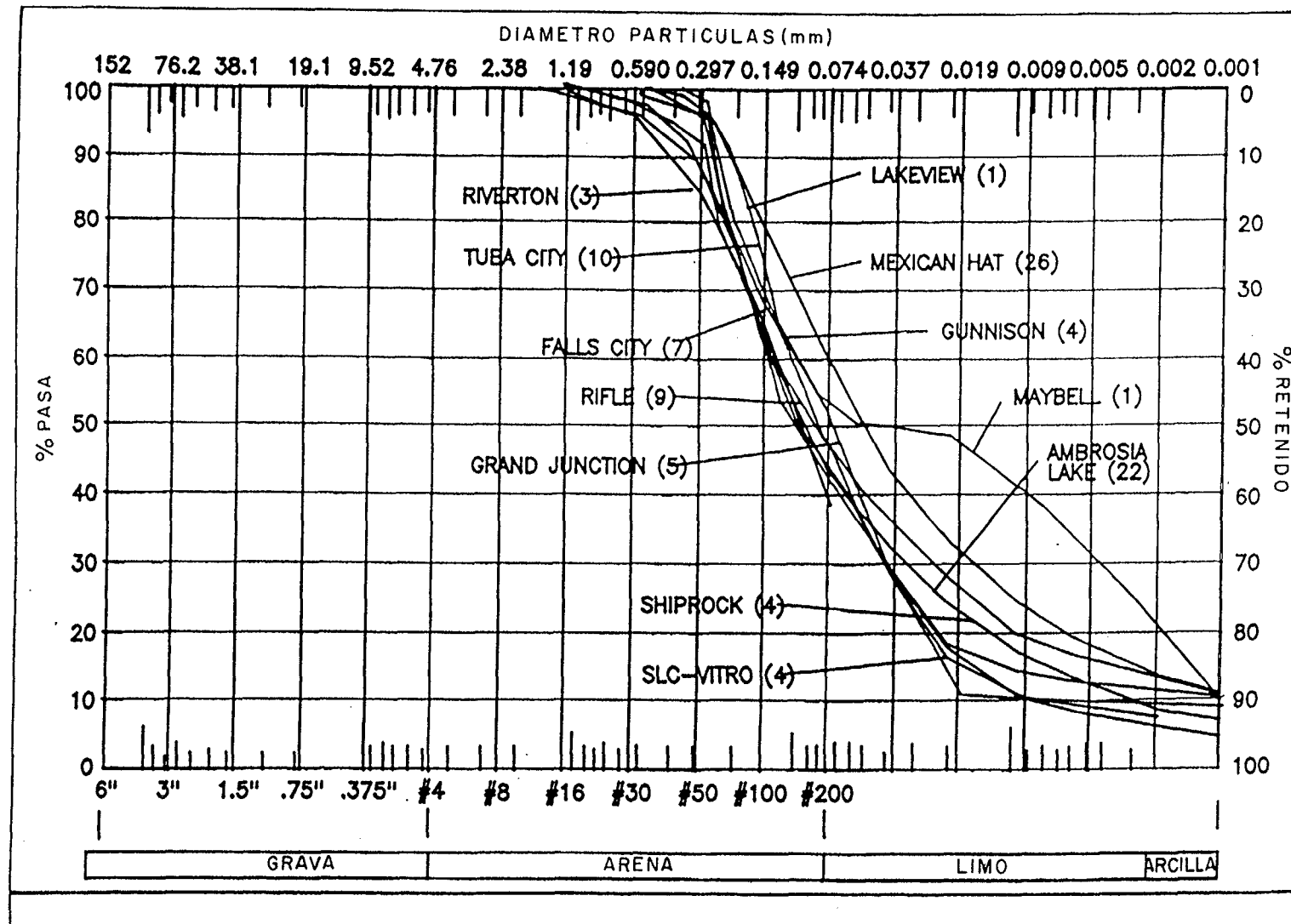


Fig. 3.3.- Curvas granulométricas típicas de arenas/finos (sand/slimes)

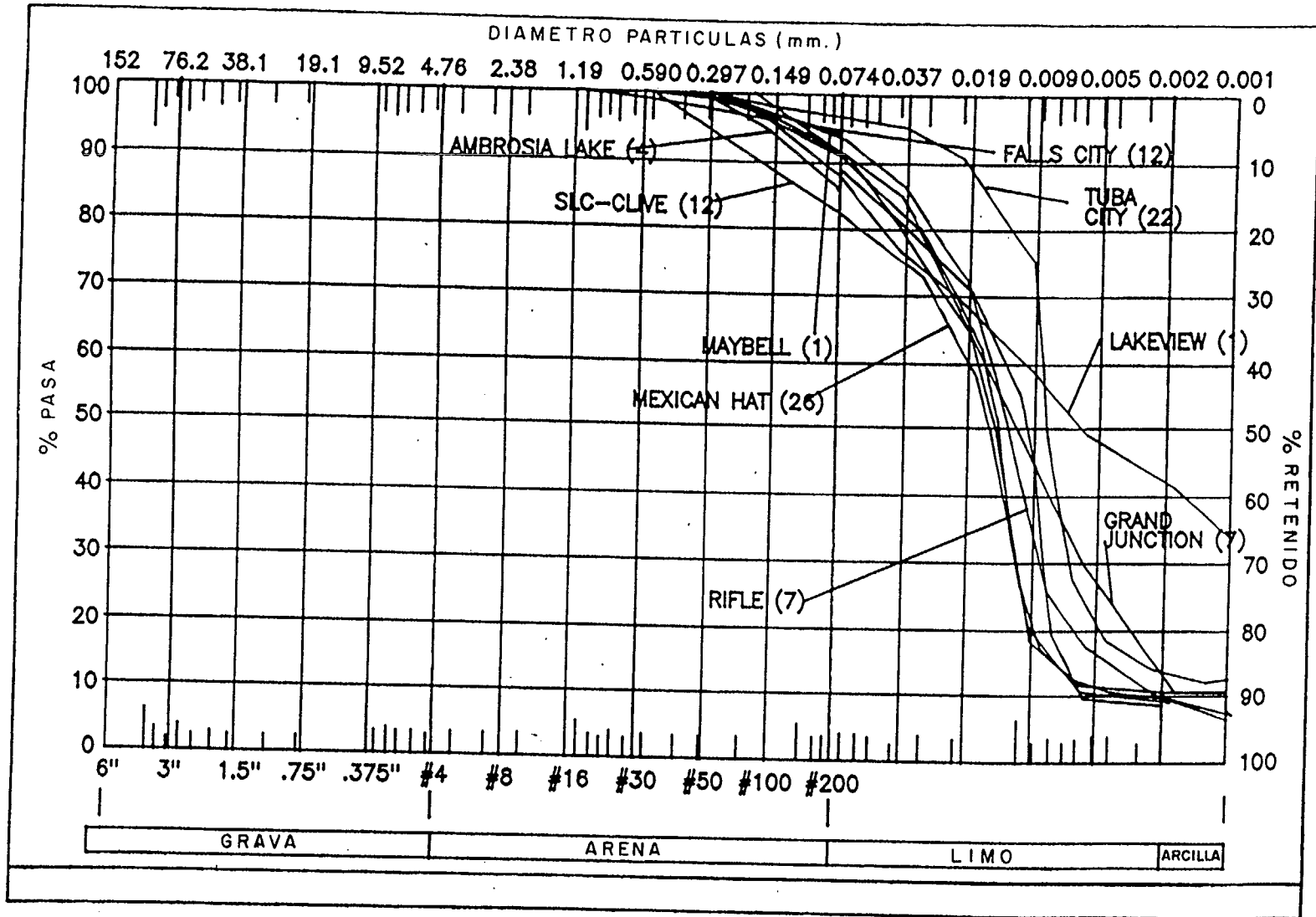


Fig. 3.4.- Curvas granulométricas típicas de finos (slimes)

En cuanto a los ensayos de identificación de los estériles a través de los límites de Atterberg, Keshian y Rager detectan la característica de no plasticidad para todas las muestras de arena y para la mayor parte de las muestras arenas/finos (sand/slimes). En el caso de los finos (slimes), con excepción de los almacenamientos Maybell y Falls City, se detectaron materiales tipo CL y ML, con valores del índice de plasticidad menores de 30 y del límite líquido menores de 60%. Los estériles del almacenamiento de Falls City se clasifican como material tipo CH con un límite líquido de 80% y un índice de plasticidad de 45. En Maybell el material se clasifica como MH, con un límite líquido de 90% y un índice de plasticidad de 30. La fig. 3.5 recoge el gráfico de Casagrande del conjunto de los emplazamientos.

Los pesos específicos de las partículas se encuentran en rangos que van de 2.43 gr/cm^3 , para la "arena" del almacenamiento Lakeview, a 2.92 gr/cm^3 , para los "finos" (slimes) de Maybell. Excluyendo estos almacenamientos de Lakeview y Maybell, el valor medio representativo del peso específico de partículas para el conjunto de los almacenamientos fue de 2.7 gr/cm^3 . El conjunto de valores obtenidos se ha recogido en la tabla 3.1.

En la fig. 3.6 se recoge el gráfico que relaciona la humedad con la densidad seca. Los valores de densidades secas se encuentran en el intervalo de 58 a 117 pcf (0.93 a 1.87 gr/cm^3), existiendo una concentración de valores en el rango de 90 a 110 pcf (1.44 a 1.76 gr/cm^3), con valores óptimos del contenido de humedad entre el 15 y el 25%.

A la hora de analizar la permeabilidad se establece que es una de las propiedades de más difícil definición en este tipo de materiales y rellenos. Las figs. 3.7 y 3.8 recogen los valores de permeabilidad en función del porcentaje de finos y de la densidad seca respectivamente. Para las arenas (sand) el rango de permeabilidad es de 10^{-2} a 10^{-4} cm/seg , para las arenas/finos (sand/slime) de 5×10^{-4} a $2 \times 10^{-6} \text{ cm/seg}$ (con muchas muestras entre

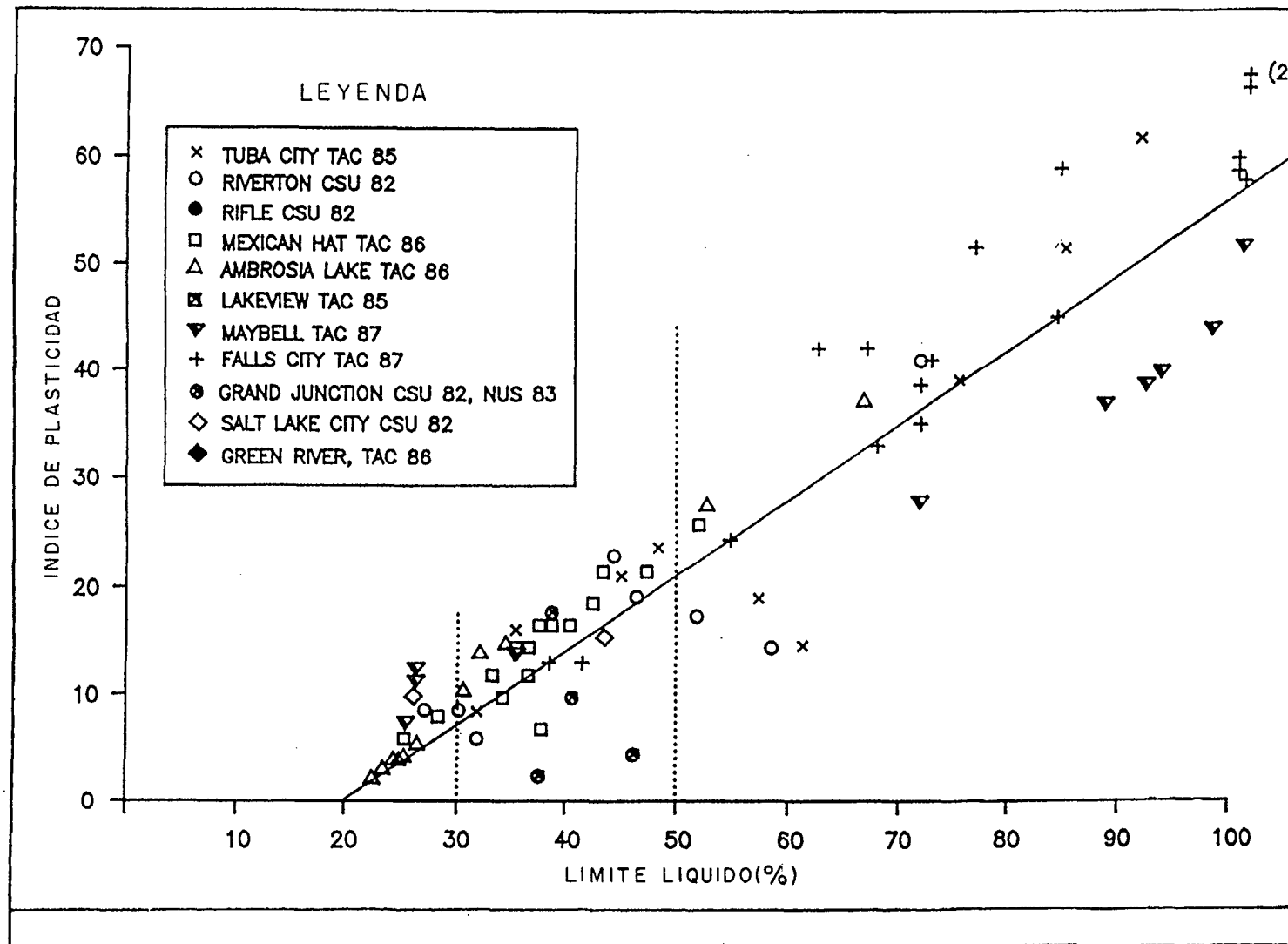


Fig. 3.5.- Gráfico de Casagrande del conjunto de los emplazamientos

Tabla 3.1.- Pesos específicos

Lugar	Tipo de material	Peso específico (gr/cm ³)
Green River	Arena	2.66
Mexican Hat	Arena	2.70
	Arena/finos	2.76
	Finos	2.76
Ambrosia Lake	Arena	2.65
	Arena/finos	2.66
	Finos	2.76
Lakeview	Arena	2.43
	Arena/finos	2.46
	Finos	2.59
Fifle	Arena	2.73
	Arena/finos	2.73
	Finos	2.81
Maybell	Arena	2.68
	Arena/finos	2.71
	Finos	2.92

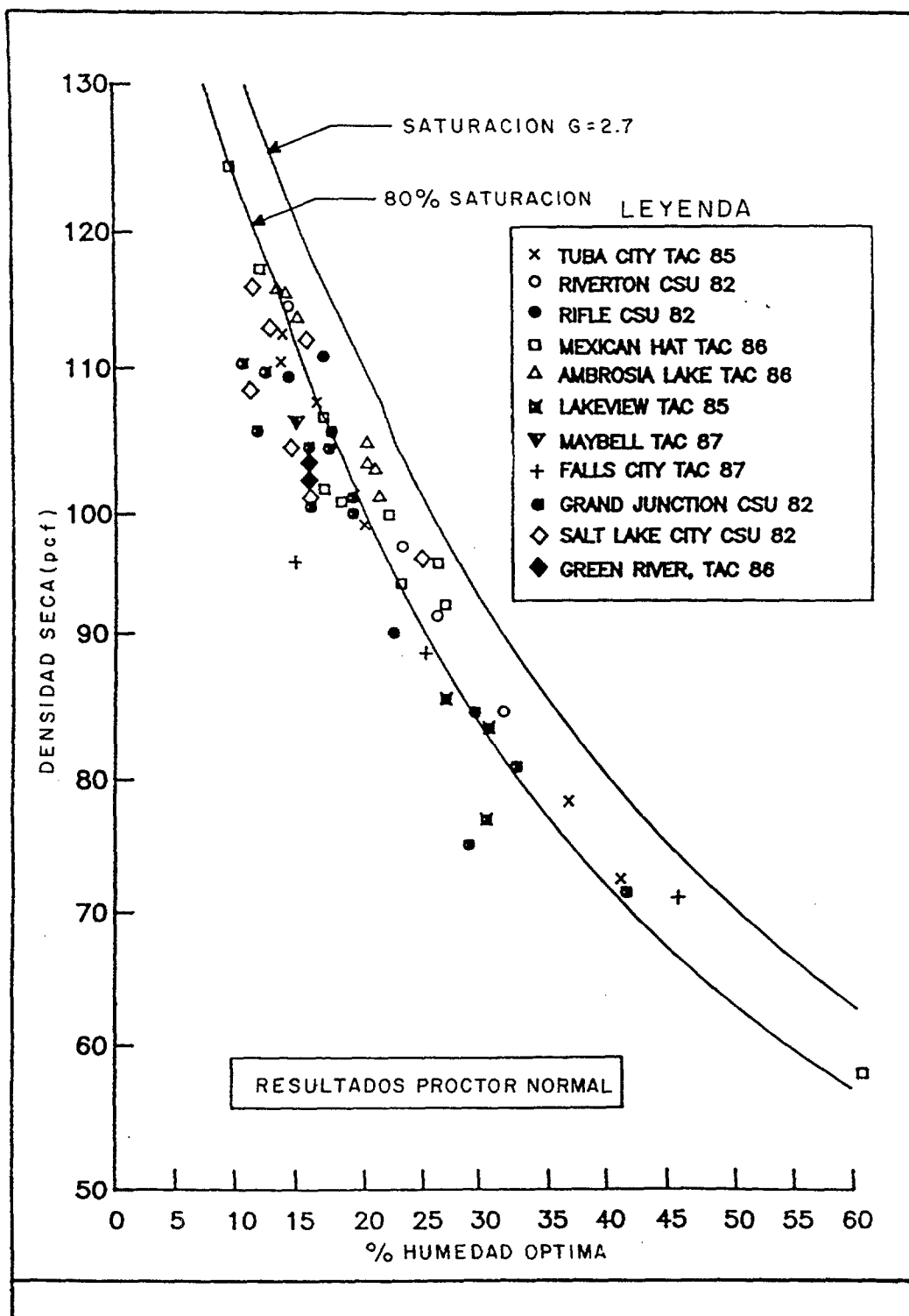


Fig. 3.6.- Relación humedad óptima-densidad seca

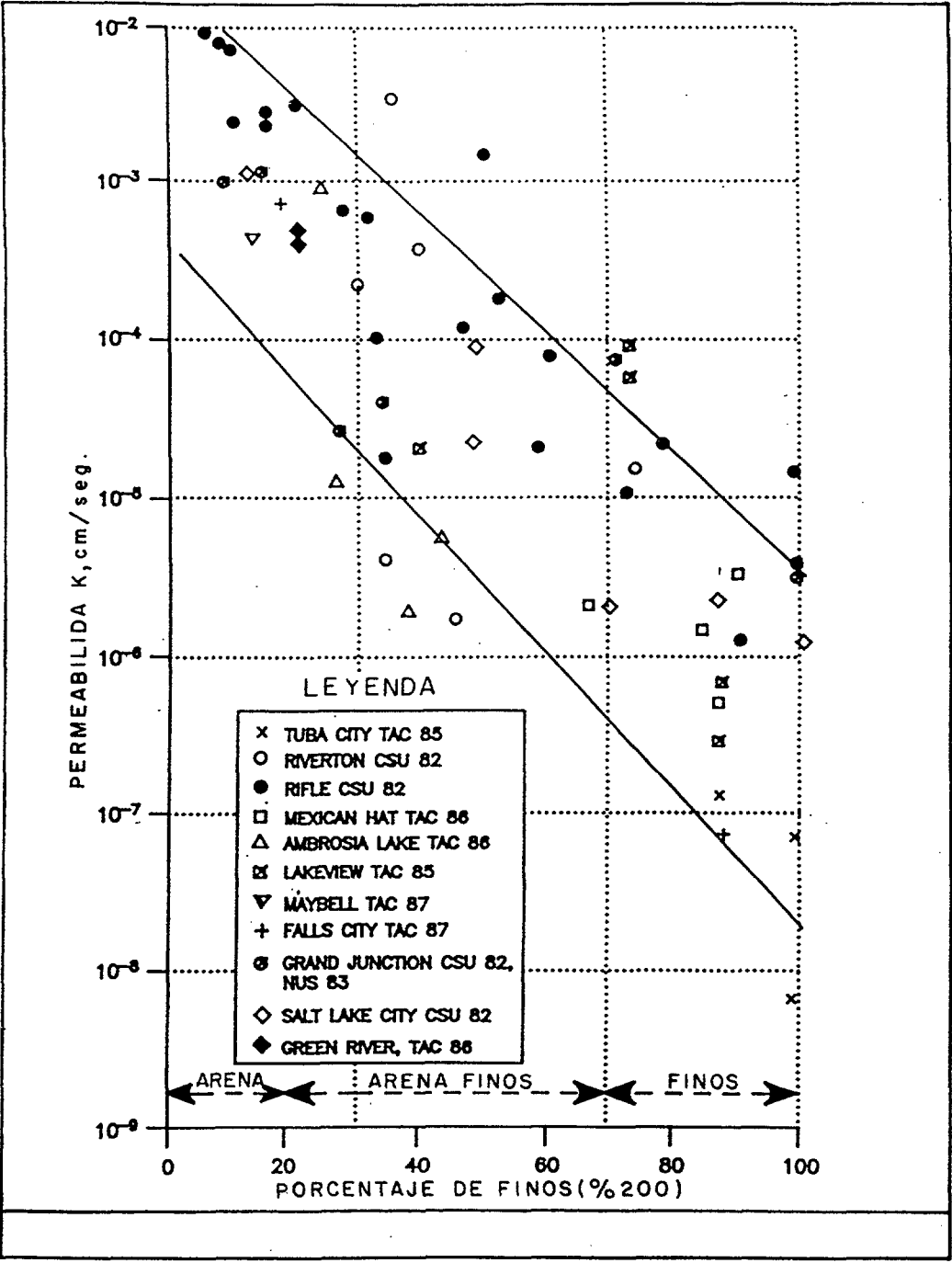


Fig. 3.7.- Relación entre permeabilidad y porcentaje de finos

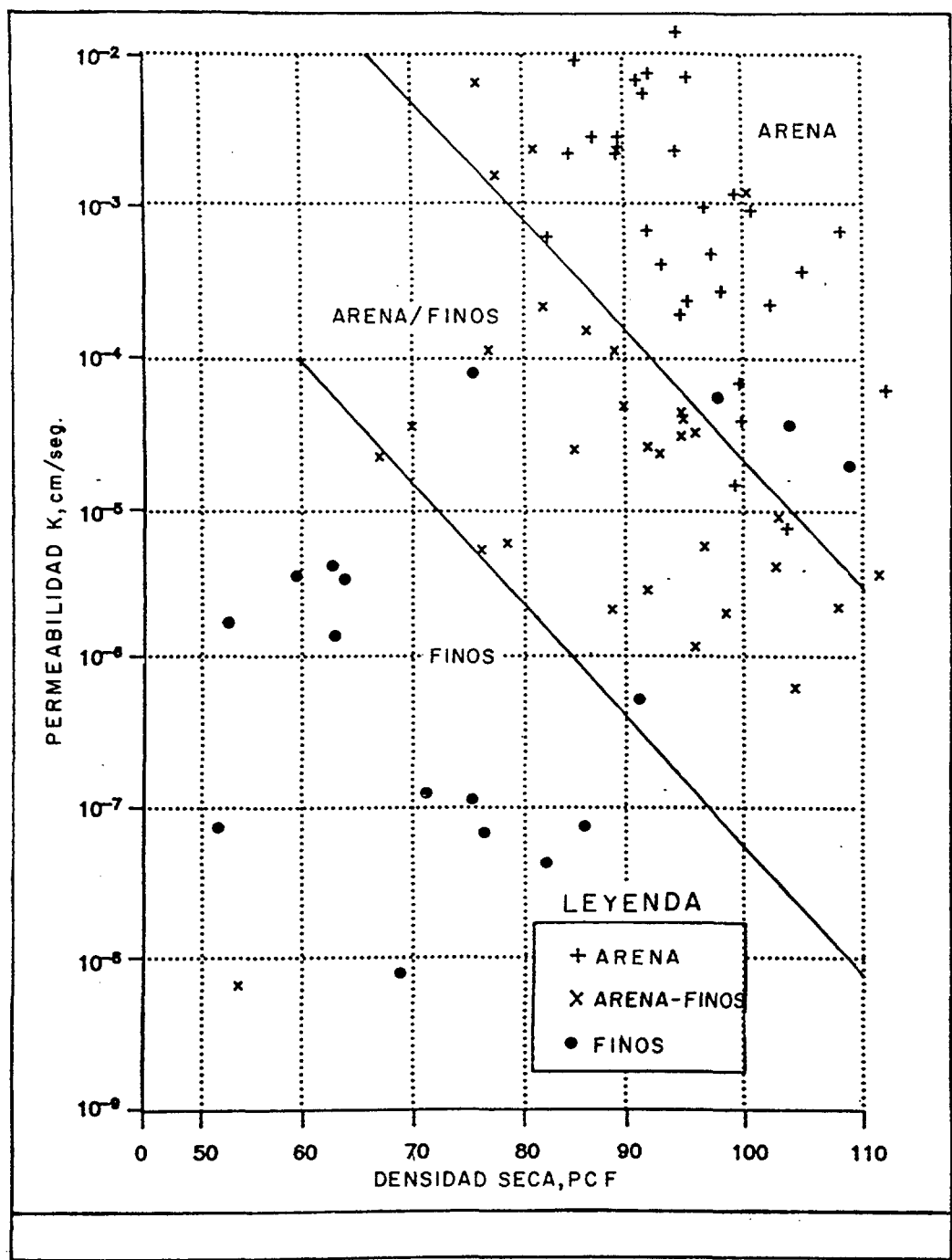


Fig. 3.8.- Relación entre permeabilidad y densidad seca

10^{-4} , y 10^{-5} cm/seg), y para los finos (slimes) el rango varía de 10^{-4} a 10^{-7} cm/seg.

Se refleja también la variación de permeabilidad entre las direcciones horizontal y vertical, con una diferencia de al menos dos órdenes de magnitud, debido fundamentalmente al proceso de deposición de las capas.

En el análisis de la compresibilidad reflejan la importancia del proceso de deposición, que conduce a una gradación de los tipos de material, y a una densidad baja, lo que supone una naturaleza más compresible de los estériles en relación con los suelos naturales de propiedades similares. La tabla 3.2 recoge los valores del índice de compresión C_c , junto a los valores de % de paso por el tamiz 200, C_v , γ_d , C_u y e_o , para los distintos almacenamientos estudiados. Como se observa, en conjunto, presentan un rango de variación de C_c entre 0.182 y 1.35, con un valor medio de 0.516 para los finos (slimes). Para el caso de arenas/finos (slimes), el rango de variación está entre 0.061 y 0.66, con un valor medio de 0.21, y en el de las arenas el intervalo de valores de C_c se encuentra entre 0.15 y 0.29, con un valor medio de 0.118.

La mayor parte de los estériles de los distintos almacenamientos tienen la condición de normalmente consolidados, sin embargo reflejan la posibilidad de presencia de estériles sobreconsolidados por desecación.

Los valores del coeficiente de consolidación, C_v , se han recogido también en la tabla 3.2 para los tres tipos de materiales. Se aprecia que el valor de C_v , en los finos (slimes), se encuentra en el rango de 6.2×10^{-1} cm²/seg a 2.5×10^{-4} cm²/seg, con un valor promedio de 1.6×10^{-3} cm²/seg. Para las arenas/finos (sand/slimes) el rango de variación se encuentra entre 5×10^{-2} y 7×10^{-3} cm²/seg, con un valor medio de 7.9×10^{-3} cm²/seg. Finalmente las arenas presentan valores de C_v entre 2×10^{-1} y 2.1×10^{-3} , con un

Tabla 3.2.- Parametros de consolidación

Lugar	Material	C_c	%-200	C_v (cm ² /seg)	γ_d (Pcf)	C_α	e_o
Ambrosia Lake	Finos	0.256	70	2.4×10^{-3}	82.4	0.0039	1.0
		0.387	85	6.3×10^{-4}	64.0	0.07	1.58
	Arenas/finos	0.14	44	3.3×10^{-3}	94.6	0.0032	0.756
		0.088	44	9.2×10^{-3}	103.6	0.0021	0.591
		0.65	46	5.7×10^{-3}	100.6	0.0005	0.644
		0.104	32	2.5×10^{-3}	95.8	0.0025	0.746
		0.070	--	1.0×10^{-3}	95.8	0.010	0.558
		0.070	39	4.2×10^{-3}	105.4	0.008	0.558
Mexican Hat	Finos	0.287	97	4.3×10^{-3}	81.7	0.004	1.052
		0.405	85	6.5×10^{-3}	67.4	0.006	1.531
		0.182	93	3.2×10^{-3}	84.0	0.008	1.017
		0.363	96	4.3×10^{-3}	74.9	0.0095	1.268
		0.322	88	3.6×10^{-3}	85.3	0.003	1.013
Tuba City	Finos	0.4775	--	8.7×10^{-3}	75.8	0.125	--
Salt Lake City	Finos	0.360	85	6.2×10^{-1}	78	0.0022	1.17
	Remoldeadas	0.640	78	---	72	---	1.35
	Remoldeadas						
	Arenas/finos	0.270	30	---	76	---	1.21
Falls City	Finos	0.290	15	2.1×10^{-3}	81	0.0053	1.10
	Remoldeadas	0.101	15	5.6×10^{-2}	88	0.002	0.91
	Arenas/Finos	0.510	45	1.7×10^{-3}	72	0.015	1.56
	Remoldeadas	0.303	45	5.0×10^{-2}	81	0.010	1.09
	Finos	1.350	85	2.5×10^{-4}	51	0.060	3.58
	Remoldeadas	0.460	85	3.1×10^{-2}	65	0.020	1.56
Riverton	Arenas/finos	0.66	47	3.2×10^{-2}	70	---	1.50
	Arenas remoldeadas	0.015	10	2.0×10^{-1}	84	---	1.00
Maybell	Arenas/finos	0.452	52	2.5×10^{-3}	66.0	---	1.56
		0.060	--	1.8×10^{-2}	90.3	---	0.85
		0.103	--	2.0×10^{-2}	97.9	---	0.87
	Finos	1.197	--	5.4×10^{-4}	116.6	---	3.38
	Remoldeadas	0.872	96	1.5×10^{-3}	46.4	---	2.79
	Arenas remoldeadas	1.243	--	4.4×10^{-4}	42.7	---	3.26
		0.039	--	1.3×10^{-2}	92.0	---	0.83

Tabla 3.2.- (Continuación)

Lugar	Material	C_c	%-200	C_v (cm ² /seg)	γ_d (Pcf)	C_α	e_o
Rifle	Arenas	0.170	5	2.1×10^{-2}	90.0	---	0.73
	Remoldeadas						
	Arenas/finos	0.127	40	2.0×10^{-3}	98.0	---	1.50
Grand Junction	Arenas remoldeadas	0.09	12	---	99.0	---	0.70
	Remoldeadas						
	Arenas/finos	0.13	32	---	95.0	---	0.79

Nota: 1 gr/cm³ = 0.016018463 Pcf

valor medio de $7.8 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{seg}$. Con este valor C_v se definen las características asociadas a la consolidación primaria del material, en relación con la capacidad de disipación de la presión intersticial bajo carga constante.

La consolidación vinculada al largo plazo, se determina por el coeficiente de consolidación secundaria C_{α} , que presenta para los estériles estudiados, según Keshian y Rager, valores entre 0.015 y 0.0005 para las arenas/finos (sand/slimes), con un valor medio de 0.004, y para los finos (slimes) valores comprendidos entre 0.125 y 0.095, con un valor medio de 0.005.

Desde un punto de vista resistente los estériles de Uranio, depositados hidráulicamente, según estos autores, presentan una condición floja, aunque exhiben según ellos, una alta resistencia debida al alto grado de angularidad que presentan sus partículas.

La tabla 3.3 presenta los resultados que obtuvieron sobre estos materiales en ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU), con medida de presiones intersticiales. Como se observa la mayor parte de las muestras exhibe una escasa o nula cohesión.

Concluyen que la resistencia a cortante no se ve afectada por el valor de densidad seca, ya que incluso algunas muestras presentan altas resistencias con valores muy bajos de densidad.

Otro dato que destacan es la influencia, en la resistencia a cortante de estos estériles, del rango tensiones en que la resistencia es medida. Así, muestras con distintos escalones de tensiones en ensayos triaxiales presentan curvaturas, en la curva tensión-deformación, para tensiones bajas.

Tabla 3.3.- Parámetros de resistencia al corte

Lugar	Material	Phi	Cohesión Psf	Densidad seca Pcf	Humedad
Rifle	Arena/finos	48.9	0	77.4	44.1
		42.6	0	101.6	211.5
	Arena	38.3	0	93.8	24.1
		34.0	0	83.8	35.1
	Finos	41.7	146	71.8	52.6
Ambrosia Lake	Arena/finos	36.4	129	91.4	29.6
	Finos	30.0	0	65.4	55.3
Mexican Hat	Finos	39.1	83	88.9	34.3
		35.1	330	85.5	34.8
	Arena	36.6	250	85.0	34.5
		31.7	0	95.4	27.1
Riverton	Arena	36.0	144	115.5	7.7
	Arena/finos	27.5	317	101.2	48.1
Tuba City	Arena/finos	33.0	0	99.0	27.2
		31.4	41	81.0	43.3
	Finos	20.0	165	69.5	53.1
		25.5	181	56.5	63.1
Lakeview	Arena/finos	36.7	372	68.6	30.0
		28.0	110	76.9	25.5
	Finos	25.5	34	74.7	30.2
Maybell	Arena/finos	30.4	170	63.5	67.8
	Finos	37.1	0	98.0	49.2
		33.8	65	81.0	41.0
Falls City	Arena	36.1	0	89.3	30.5
		26.9	27	83.4	32.3
		36.3	0	78.1	36.6
	Arena/finos	34.1	2	81.0	22.4
	Finos	27.0	0	86.3	52.0
Grand Junction	Arena/finos	30.2	400	64.0	37.2
		38.5	0	106.5	--
		44.	0	99.0	--
	Finos	30.2	100	60.6	62.3
		30.0	0	98.9	20.9
	Arena	43.0	0	109.6	--

Tabla 3.3.- (Continuación)

Lugar	Material	Phi	Cohesión Psf	Densidad seca Pcf	Humedad
Salt Lake City	Arena/finos	30.1	400	92.2	31.4
		31.3	400	91.7	30.1
		26.0	0	98.8	29.7
	Finos	31.0	360	--	--

Nota: Ensayos consolidados no drenados, con medida de la presión intersticial

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 0.000488243 \times \text{Psf}$$

$$1 \text{ gr/cm}^3 = 0.016018463 \times \text{Pcf}$$

Teniendo en cuenta estos datos, proponen como valores del ángulo de rozamiento interno efectivo para cada uno de los tres tipos de estériles los siguientes:

	Rango
Arena:	$\phi' = 32^\circ$ a 38°
Arena/finos (slime):	$\phi' = 27^\circ$ a 38°
Finos (slime):	$\phi' = 21^\circ$ a 37°

Para ver el efecto del contenido de humedad en la consolidación y resistencia a cortante de los estériles compactados se realizaron una serie de ensayos de consolidación unidimensional sobre muestras preparadas con diferentes contenidos de humedad correspondientes al 69%, 80%, 88% y 99% de grado de saturación (fig. 3.9). Todas las muestras ensayadas tenían el 40% de paso por el tamiz nº 200 y se compactaron al 90% de la densidad Proctor normal. Los resultados indican que los estériles son sensibles, a efectos de su compactación, para contenidos de humedad superiores al 90% de saturación. La tabla 3.4 recoge, para una carga de 1.25 kg/cm², este fenómeno, al recoger una serie de valores de deformación en función del grado de saturación. La fig. 3.10 recoge la variación del ángulo de rozamiento interno con el contenido de humedad de compactación, de una serie de ensayos triaxiales sobre muestras remoldeadas entre el 65% y 96% de humedad de compactación siempre con el 90% de la densidad Proctor normal. Los parámetros más bajos de resistencia, en estas condiciones, se obtienen para muestras de arena/finos (sand/slime) preparadas cerca de la saturación (98%), con un valor del ángulo de rozamiento interno de 36.3°. Estos resultados de ensayos de laboratorio inclinan a pensar a los autores que el comportamiento físico de los estériles de Uranio compactados que presentan un importante porcentaje de finos (slimes) es similar al de los suelos finos naturales.

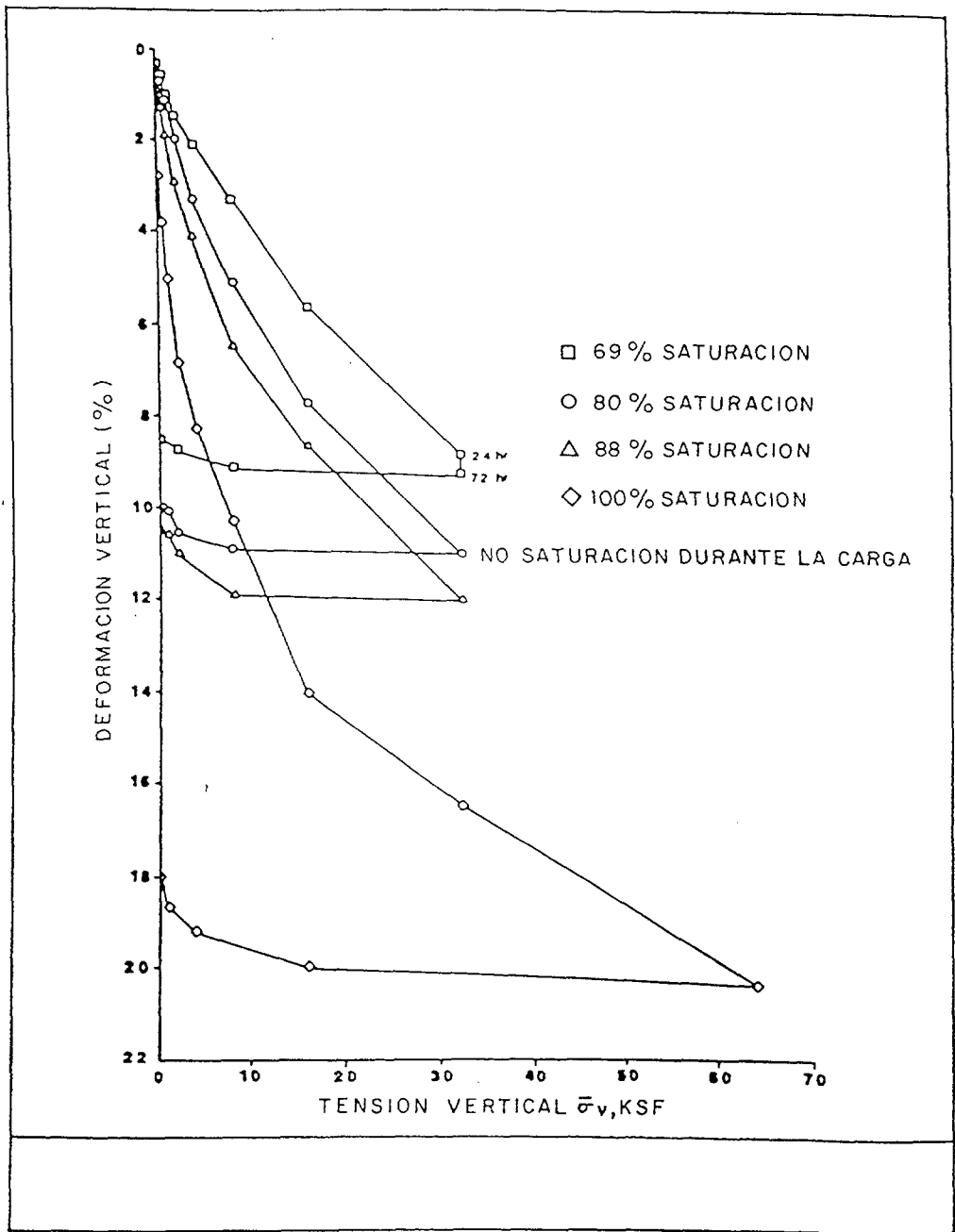


Fig. 3.9.- Resultados de ensayos de consolidación no saturados con variación del porcentaje inicial de saturación

Tabla 3.4.- Resultados de los ensayos de saturación no saturados bajo carga de 2600 PSF

Densidad seca inicial	% Saturación después de compactar	% Deformación
92.5	69	1.7
92.5	80	2.4
92.8	88	3.4
91.0	99	7.5

Nota: $1 \text{ kg/cm}^2 = 0.000488243 \times \text{Psf}$

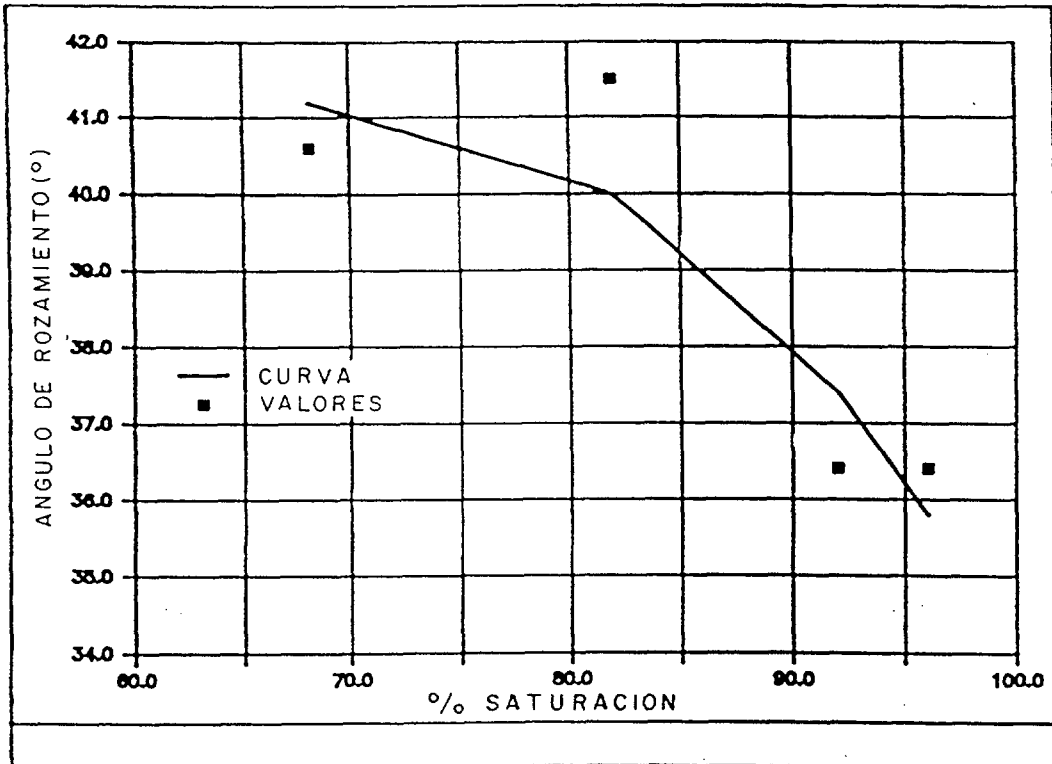


Fig. 3.10.- Relación entre ángulo de rozamiento y grado de saturación

En el estudio de caracterización de estos materiales con el piezocono (limitado a cinco emplazamientos de estériles: Maybell (Colorado), Mexican Hat (Utah), Tuba City (Arizona), Falls City (Texas), Ambrosia Lake (Nuevo Mexico) se obtuvieron una serie de curvas para los distintos tipos de materiales utilizados (fig. 3.11) reflejando los buenos resultados que se obtienen con el uso del piezocono frente a una investigación geotécnica convencional.

Para ver el grado de concordancia entre los parámetros de consolidación obtenidos en laboratorio y los medidos en campo para cada perfil instrumentado se calcularon isoclasas de presión intersticial tal como se recoge en la fig. 3.12. Calculando el área por debajo de la curva de cada isoclasa se obtuvo el porcentaje de consolidación y el factor de tiempo "T" de Terzaghi, lo que a su vez permitió calcular un C_v para cada tipo de material en el perfil. Los resultados muestran que el C_c calculado de laboratorio está en un intervalo de un $\pm 20\%$ del valor de campo, mientras que los valores de C_v son de 2 a 8 veces mayores que los medidos en laboratorio.

3.2. Almacenamiento de residuos de Uranio de Ambrosia Lake

Otro punto de referencia, a tener en cuenta en el conocimiento actual de los estériles de Uranio, es el planteamiento y los resultados de dos ensayos de prueba de carga "in situ" realizados en el almacenamiento de residuos de Uranio de Ambrosia Lake (fig. 3.13), debido a la dificultad que presentan este tipo de almacenamientos para predecir los asientos post-constructivos por métodos convencionales.

La forma de abordar el estudio en el citado almacenamiento de Ambrosia Lake se recoge a continuación.

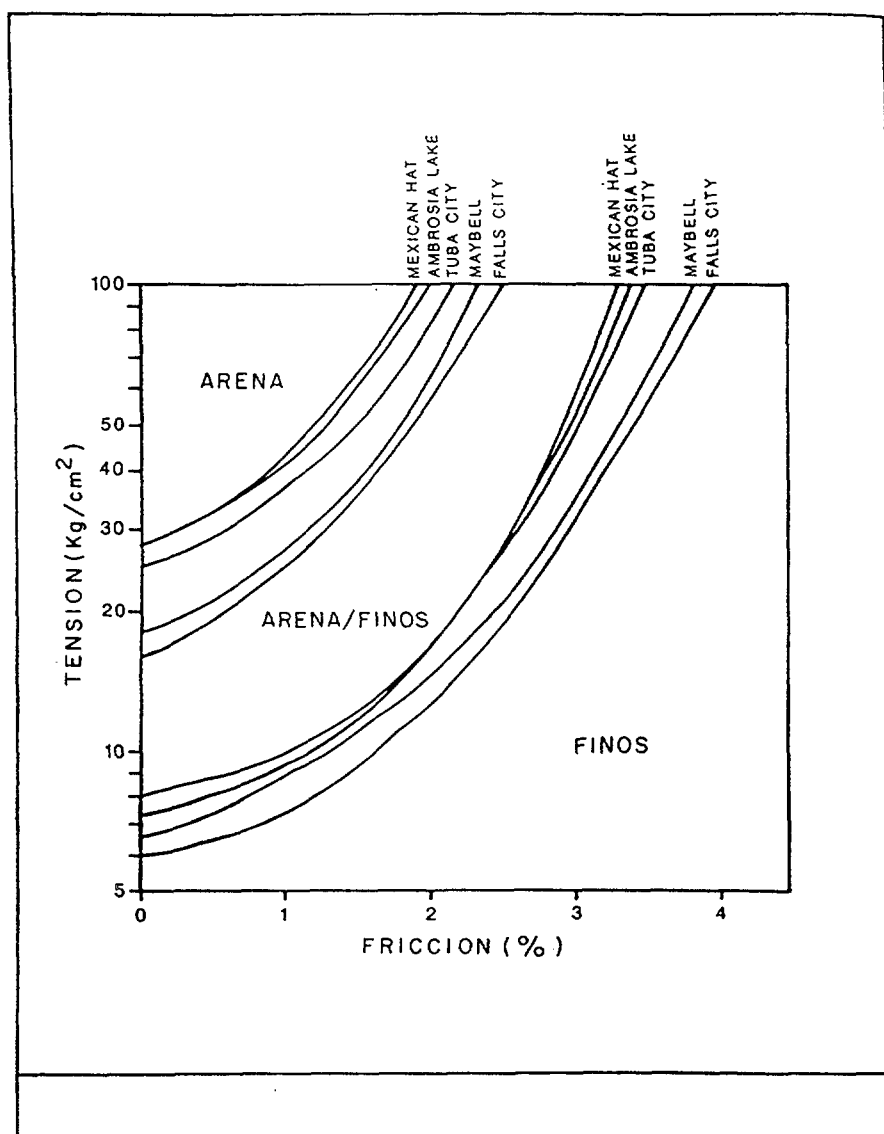


Fig. 3.11.- Clasificación del material usando el piezocono

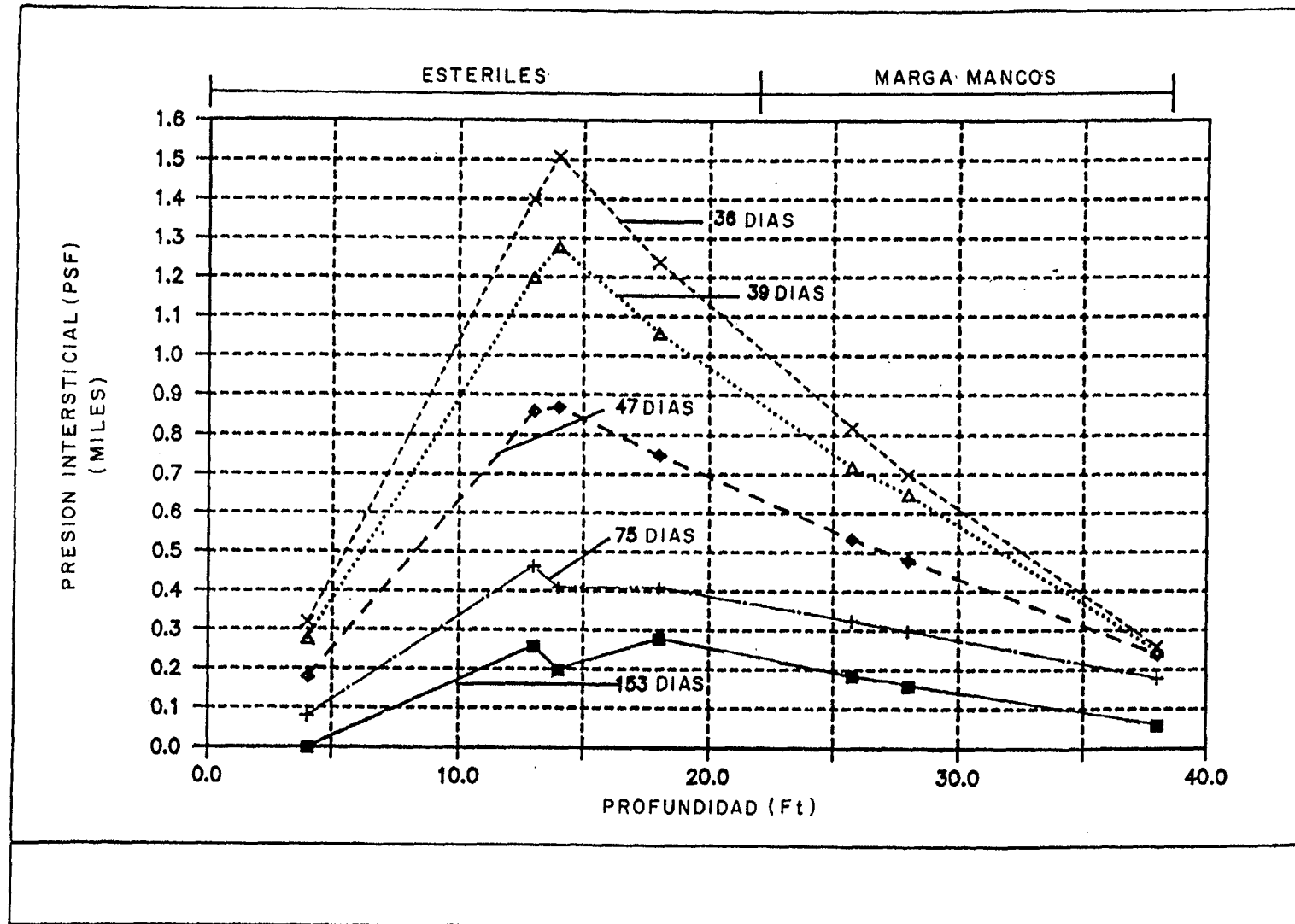


Fig. 3.12.- Isolíneas de presión intersticial en el almacenamiento de Ambrosia Lake

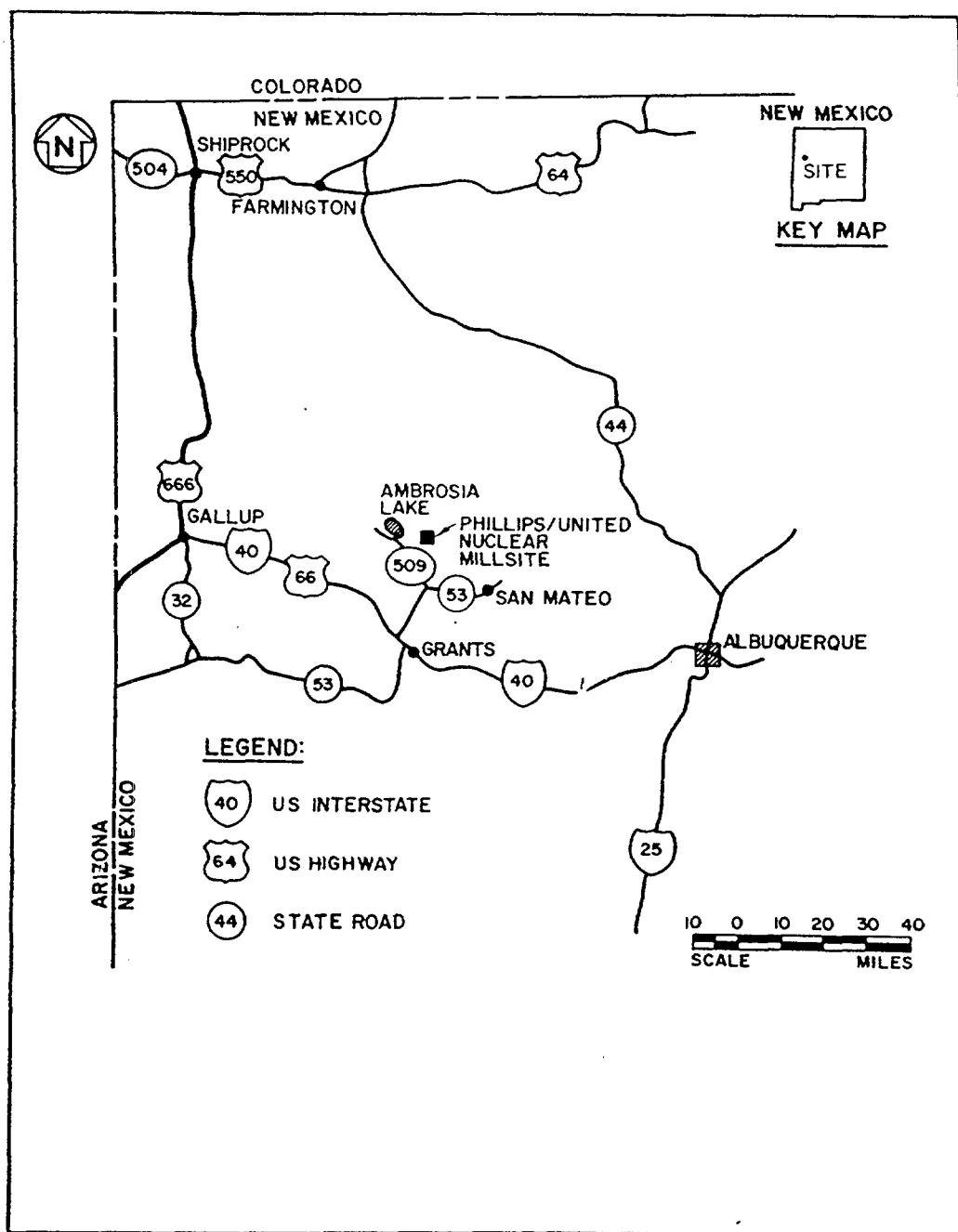


Fig. 3.13.- Planta de situación del almacenamiento de residuos de Uranio de Ambrosia Lake

3.2.1. Caracterización del lugar de ubicación del almacenamiento y de las propiedades de los materiales

El objetivo de esta fase fue determinar la estratigrafía y las propiedades de los materiales.

En la fig. 3.14 se recoge el corte estratigráfico obtenido en cada uno de los dos emplazamientos en que se realizaron los ensayos. Como se observa, dichos cortes reflejan la estratigrafía tanto de los estériles como del terreno de cimentación.

La composición granulométrica de los estériles estaba constituida por arenas, arenas/finos y finos de forma heterogénea, aunque con mayor proporción del material denominado arena/finos (sand/slimes). El material más arenoso se encontró fundamentalmente en la zona perimetral del dique.

En cuanto a la estimación de parámetros y propiedades del material se realizó, a partir de las muestras inalteradas obtenidas de los sondeos, una serie de ensayos de laboratorio cuya síntesis de resultados se recoge en las tablas 3.5 y 3.6.

3.2.2. Estimación preliminar de asientos

Se evaluó la magnitud total de los asientos esperables, tanto por consolidación primaria como por secundaria en el conjunto del dique.

Dado el rango de incertidumbre existente en determinadas propiedades del material, se seleccionaron 5 casos de estudio (tabla 3.7) en los que se variaban los valores del índice de sobreconsolidación (OCR) y del coeficiente de consolidación C_{vs} de los estériles y del coeficiente de consoli-

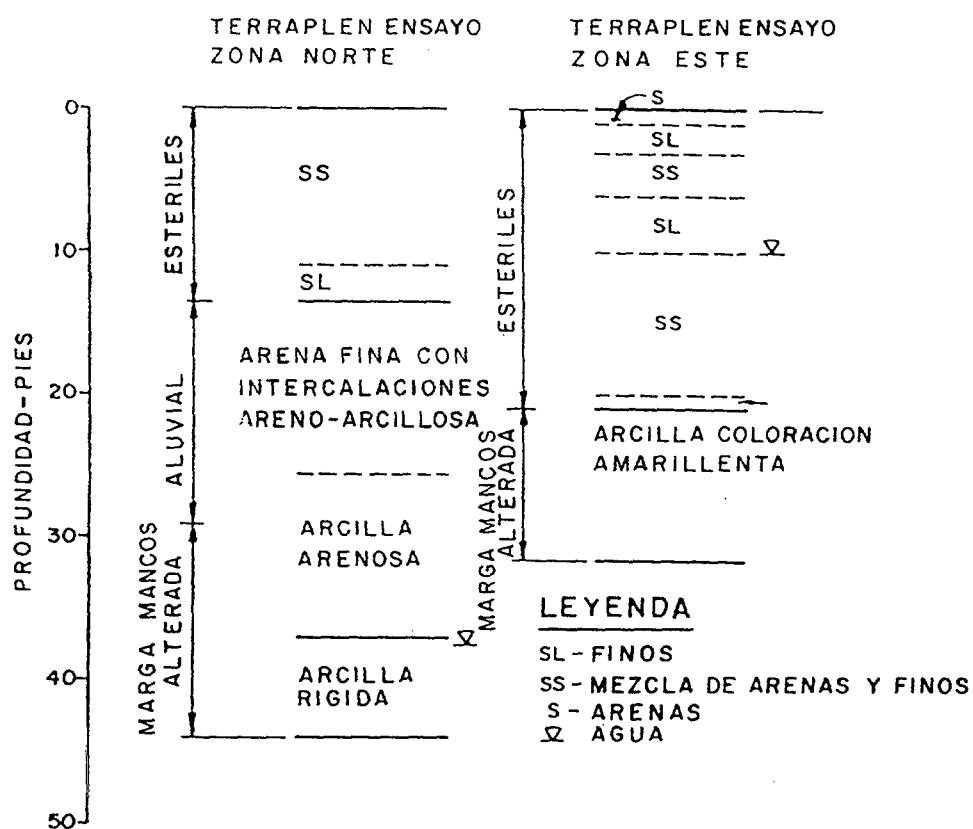


Fig. 3.14.- Naturaleza de los estériles y terreno de cimentación de los terraplenes de ensayo

Tabla 3.5.- Valores medios de los parámetros de los materiales

Tipo de material y clasificación U.S.C.S.	Granulometría		Límites de Atterberg		G_s	"In situ"		Proctor		k
	Arenas	Finos	LL	PI		W (%)	γ_d (pcf)	W_{opt} (%)	$\gamma_{d(max)}$ (pcf)	cm/seg
Estériles	53	47	19	7	2.64	27.0	91.1	--	--	2.8×10^{-4}
Estériles finos	13	87	43	21	2.65	53.5	68.0	18.5	106.0	
Estériles arena/finos	56	44	14	3	2.65	22.4	96.7	14.8	111.0	4.4×10^{-6}
Estériles arenosos	75	25	NP	NP	2.62	13.4	95.6	--	--	5.6×10^{-4}
Aluvial	52	48	24	13	2.64	15.6	99.6	--	--	6.6×10^{-4}
Arcilla (alteración marga Mancos)	27	73	48	24	2.67	17.9	106.5	--	--	4.0×10^{-8}

Nota: $1 \text{ gr/cm}^3 = 0.016018463 \times \text{Pcf}$

Tabla 3.6.- Propiedades del material para el análisis preliminar de asientos

Material y clasificación U.S.C.S	Densidad (Pcf)	Humedad %	Saturación		Indice de huecos	C_c	C_r	C_{vs} cm ² /seg	C_v	C_α	OCR
			Media	Cálculo							
Estériles: Finos	104.4	53.5	98	100	1.43	0.535	0.056	6.2×10^{-3}		3.1×10^{-3}	
Arenas-finos	118.4	22.4	88	100	0.710	0.120	0.011	1.1×10^{-2}		1.6×10^{-3}	
Arenas	108.4	13.4	50	100	0.710	0.10	0.016	1.0×10^{-1}		1.6×10^{-3}	
Aluvial	116.8	15.9	62	Capa drenante	0.634	0.053	0.010	1.6	1.6	7.2×10^{-4}	3
Arcilla (alteración marga Mancos)	122.3	17.4	78	100	0.600	0.174	0.054	2.9×10^{-4}	2.9×10^{-4}	3.0×10^{-3}	3

Nota: $1 \text{ gr/cm}^3 = 0.016018463 \text{ Pcf}$

Tabla 3.7.- Análisis de sensibilidad para el estudio preliminar de asientos

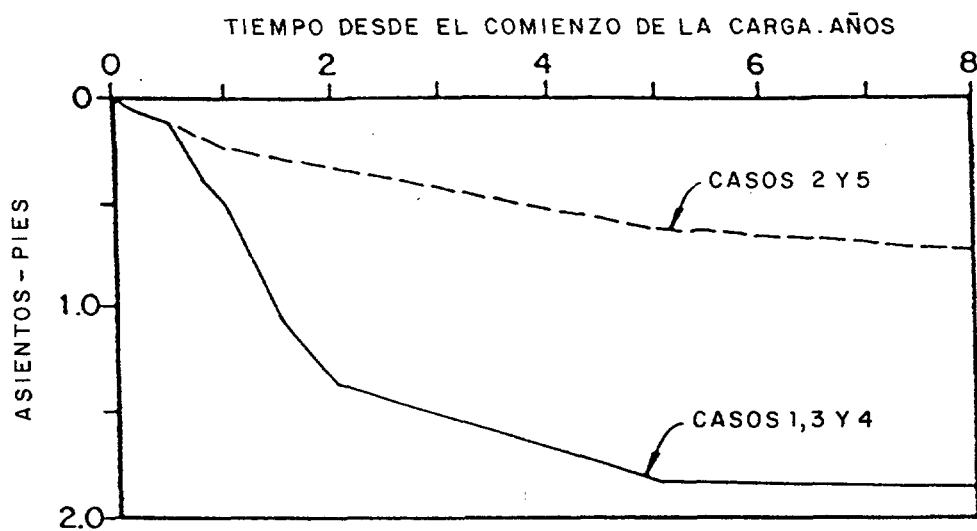
Caso N°	Estériles OCR	Estériles C_{vs}	Arcilla cimentación C_v
1	Laboratorio	$C_{vs} = C_v$	Laboratorio
2	Piezocono	$C_{vs} = C_v$	Laboratorio
3	Laboratorio	$C_{vs} = 10 C_v$	Laboratorio
4	Laboratorio	$C_{vs} = C_v$	C_v (NAVFAC, 1982)
5	Laboratorio	$C_{vs} = 10 C_v$	C_v (NAVFAC, 1982)

dación C_v del material de cimentación, lo que permitió realizar un análisis de sensibilidad preliminar de los asientos.

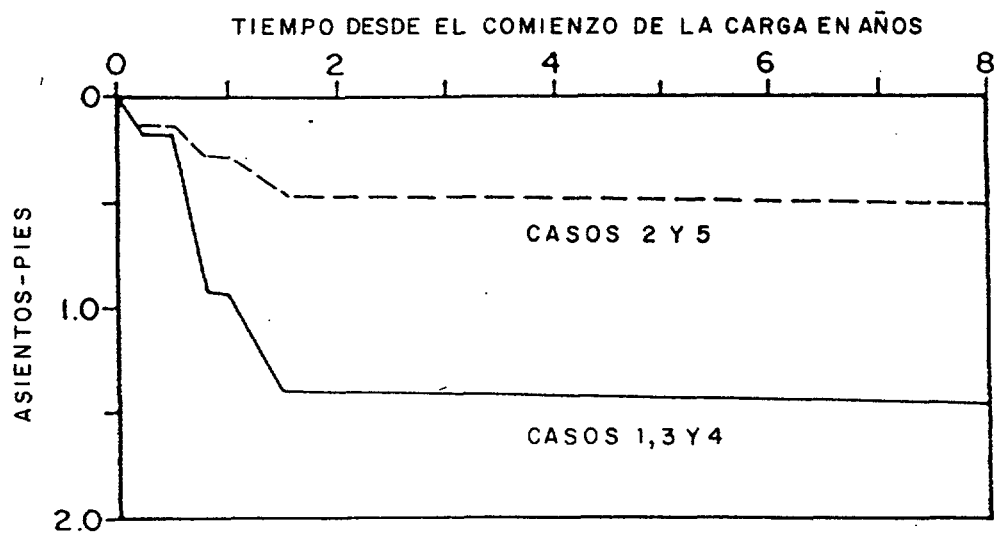
Los cálculos se hicieron con el programa CONSOL (Wong y Duncan 1984) que usa la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi. El modelo consideraba una carga equivalente a una altura de 25 pies (7.5 m) de estériles compactados y cobertera. El proceso de carga se aplicaba en tres incrementos en un periodo de 1 año. El análisis de asientos se realizó para 12 localizaciones diferentes del depósito de estériles, utilizando los resultados en la elección de los lugares de ejecución de los terraplenes de ensayo, que se seleccionaron en las zonas que exhibieron valores mínimos y máximos de los asientos.

Los resultados de los asientos estimados en el tiempo se recogen en la fig. 3.15 El análisis de los resultados estableció que los asientos post-constructivos variaban significativamente al cambiar la razón de sobreconsolidación (OCR) de los estériles, y con la presencia de capas de arena arcillosa, al introducir éstas unos niveles de drenaje en los estériles. Los resultados también indicaron que la variación del valor C_{vs} de los estériles no afectaba, al contrario, al valor de los asientos post-constructivos.

Adicionalmente se indicaba que los asientos post-constructivos serían excesivos en el caso de que las capas de arena arcillosa no actuaran como drenaje durante la consolidación, no pudiendo asegurar que, con los datos de permeabilidad de estas capas, se pudiera disponer de un drenaje adecuado. En estas condiciones se decidió la ejecución de dos terraplenes de ensayo.



Cálculo preliminar de asientos para la zona este del terraplén de ensayo



Cálculo preliminar de asientos para la zona norte del terraplén de ensayo

Fig. 3.15

3.2.3. Terraplenes de ensayo

El objeto de la construcción de los dos terraplenes de ensayo fue el de observar el comportamiento de consolidación de los estériles y de los suelos de cimentación. Ambos terraplenes se construyeron con una dimensión en planta de 200 x 200 pies (60.9 x 60.9 m²), con pendientes de 2H:1V. La máxima altura que se alcanzó en el terraplén de la zona norte fue de 27 pies (8.23 m), para lo que se invirtió un periodo de 27 días, y en la zona este, la altura construida fue de 20 pies (6.09 m), en un periodo de 25 días.

En cada una de las dos implantaciones de los terraplenes de ensayos se realizó una investigación mediante sondeos y toma de muestras para confirmar que no hubiera anomalías con relación a la estratigrafía inicial.

Para monitorizar de manera efectiva los resultados del ensayo se colocó en cada uno de ellos una instrumentación consistente en 9 piezómetros neumáticos, 3 placas de asiento y 2 células de presión total.

Toda la instrumentación se instaló al menos una semana antes de la construcción de cada terraplén de ensayo para facilitar la calibración de los aparatos. Las lecturas se tomaban a diario durante los 60 días posteriores a la instalación. Una vez que la construcción se completó y las lecturas se estabilizaron, éstas fueron espaciándose en el tiempo.

Los datos obtenidos en cada uno de los terraplenes de ensayo se recogen en las figs. 3.16 y 3.17.

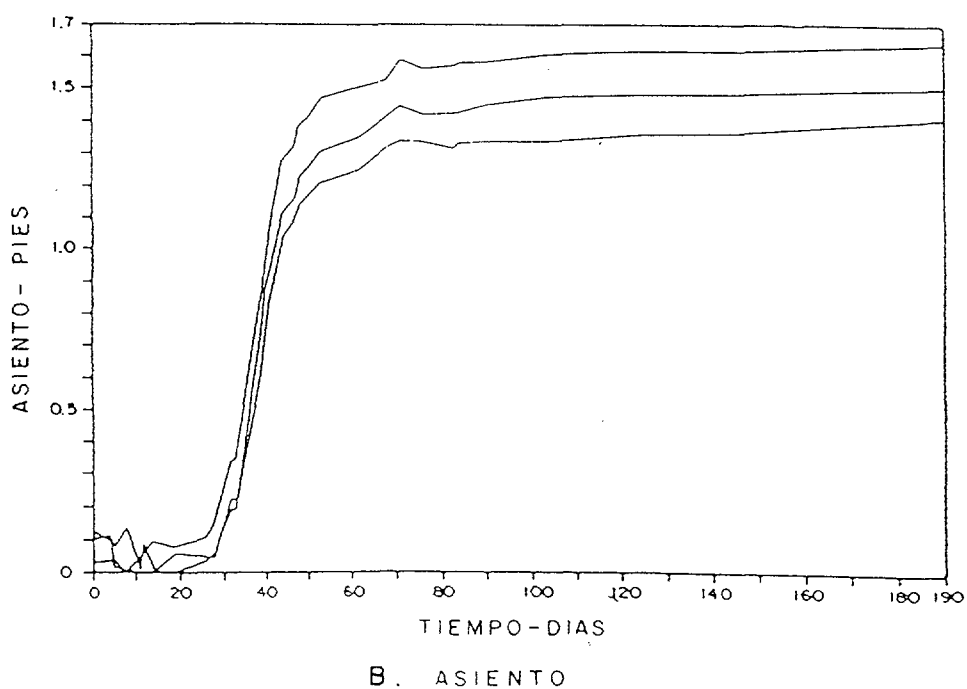
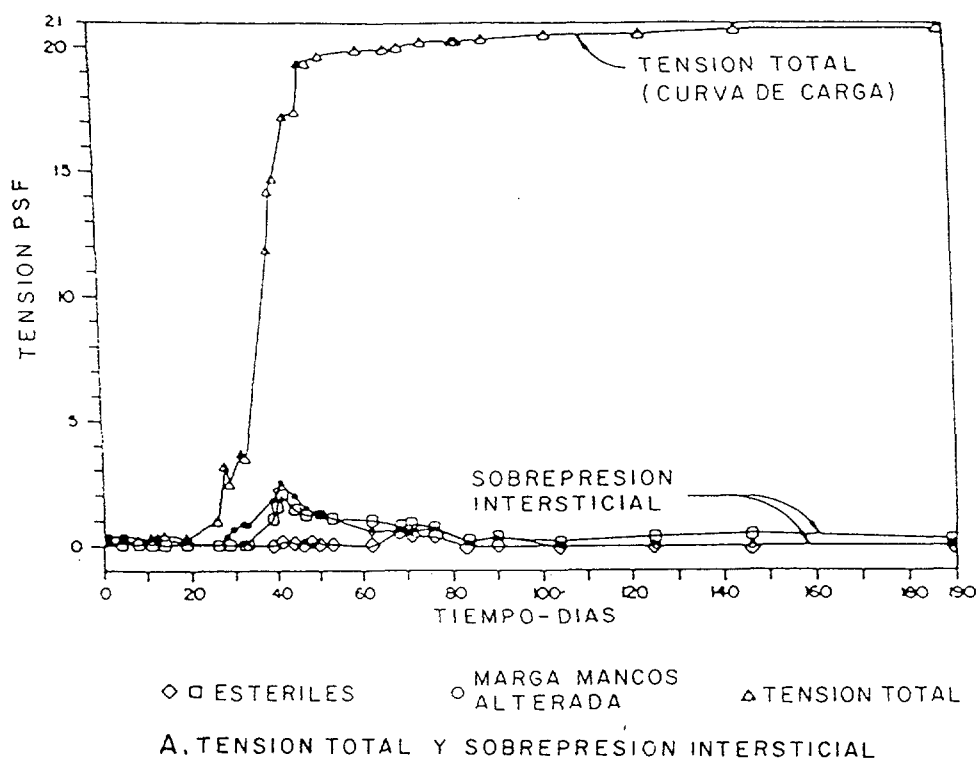
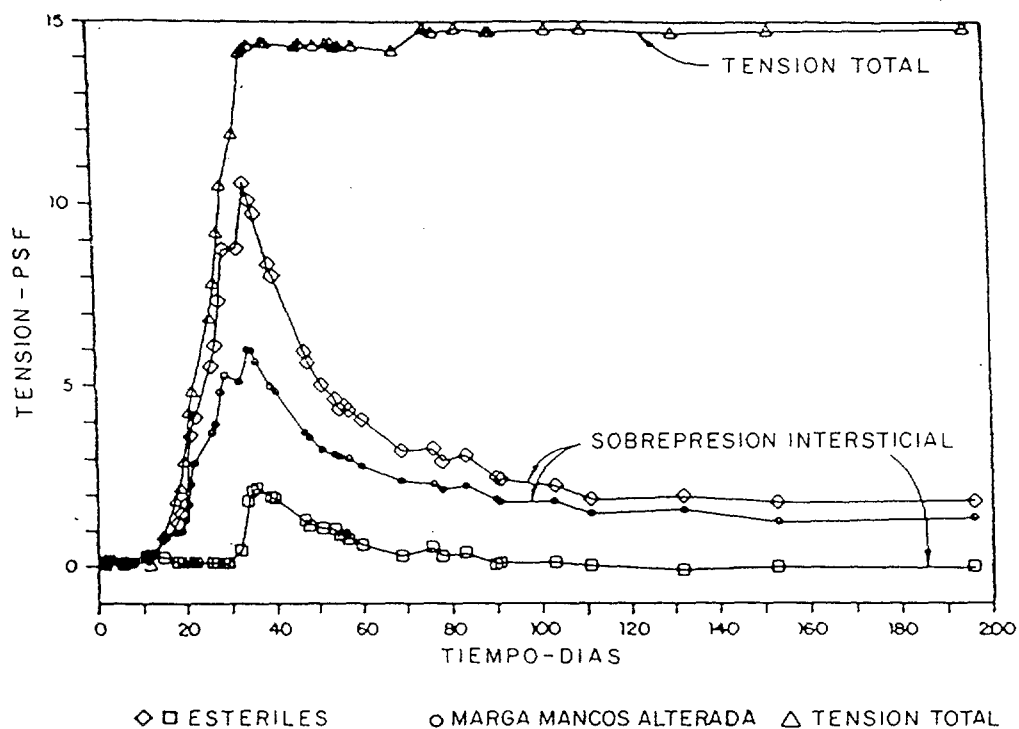
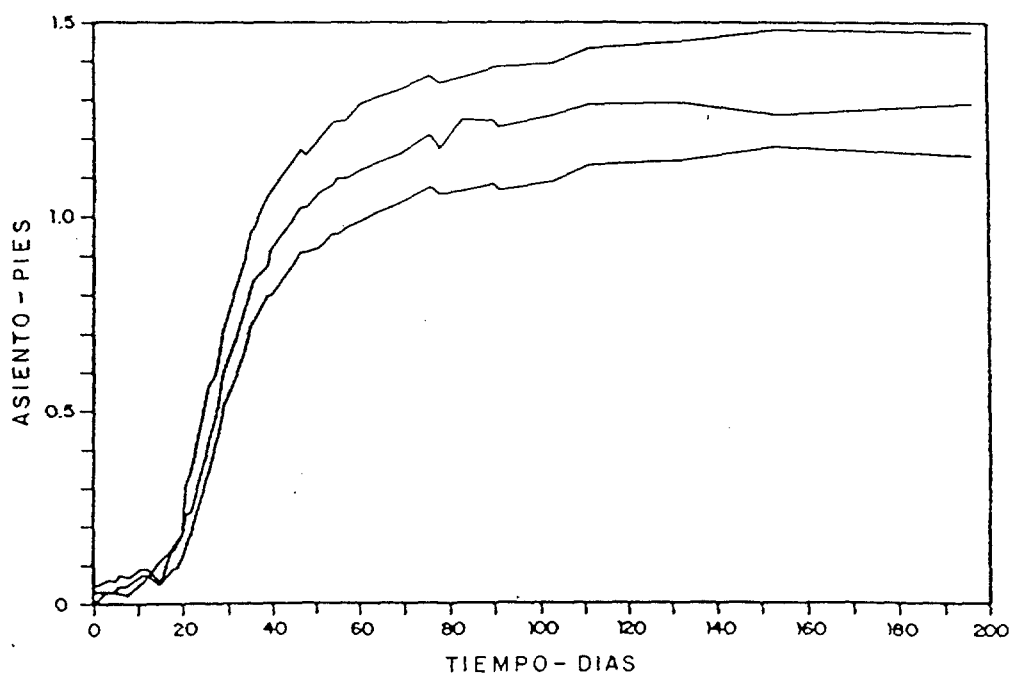


Fig. 3.16.- Tensiones totales, sobrepresión intersticial y medida de asientos del terraplén de ensayo, zona norte.



A. TENSION TOTAL Y SOBREPRESION INTERSTICIAL



B. ASIENTO

Fig. 3.17.- Tensión total, sobrepresión intersticial y medida de asientos del terraplen de ensayo, zona este

3.2.4. Interpretación y análisis de resultados

El comportamiento geotécnico de los estériles y del terreno de cimentación se asociaron a los datos de instrumentación, contrastándose estas observaciones con los valores de los parámetros utilizados en las predicciones analíticas. De esta forma se pudieron retocar los parámetros, permitiendo una mejor predicción de los asientos post-constructivos del terraplén final.

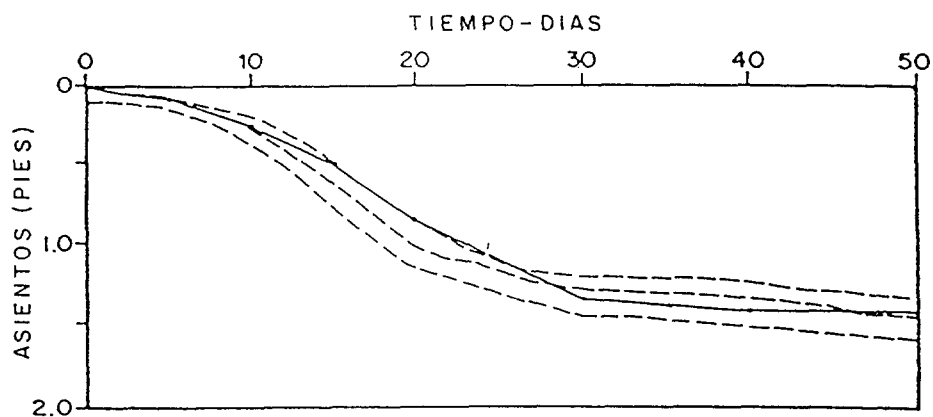
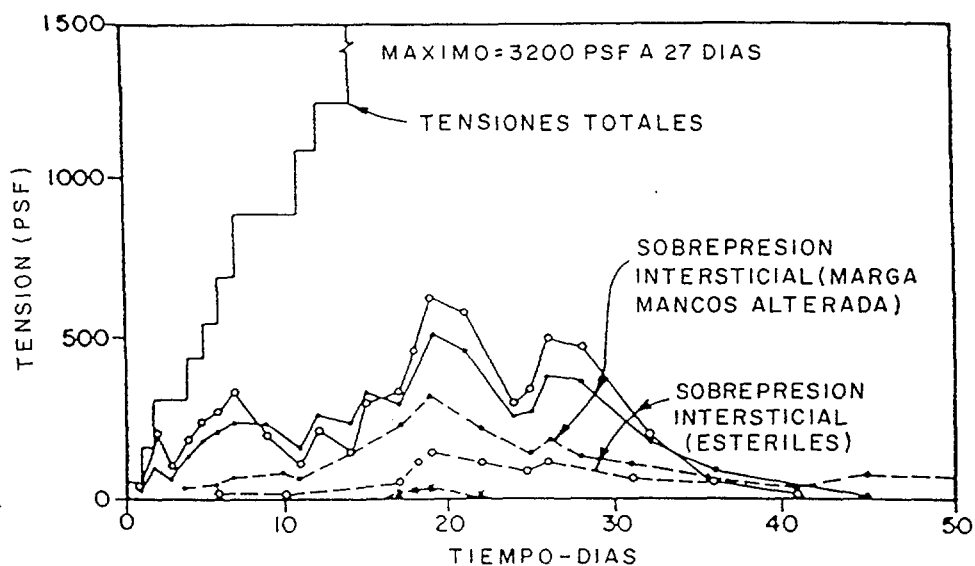
Así, los incrementos de carga en el tiempo se asociaron con los valores de las tensiones totales, pudiéndose evaluar la sensibilidad de los incrementos de carga en el cálculo de asientos y en la disipación de las presiones intersticiales, lo que permitió establecer un criterio de escalonado de los incrementos de carga en función del cálculo.

Los asientos y medidas de presión intersticial de los terraplenes de ensayo (figs. 3.16 y 3.17) se compararon con los resultados de asientos y presión intersticial calculados usando el programa CONSOL.

En una primera aproximación se realizó un análisis retrospectivo para la determinación de los parámetros del suelo cuyos valores permitían identificar los resultados de los ensayos con los cálculos del programa. A continuación, con los parámetros de cálculo estimados se realizó una predicción de los asientos post-constructivos del terraplén final.

Ambos conjuntos de resultados, estimados y medidos, se comparan en las figs. 3.18 y 3.19 adjuntas. En una observación general, los datos deducidos más relevantes fueron:

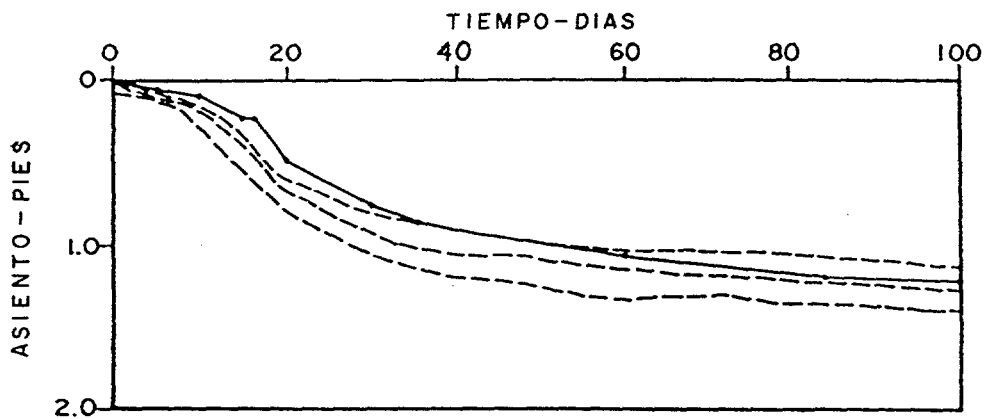
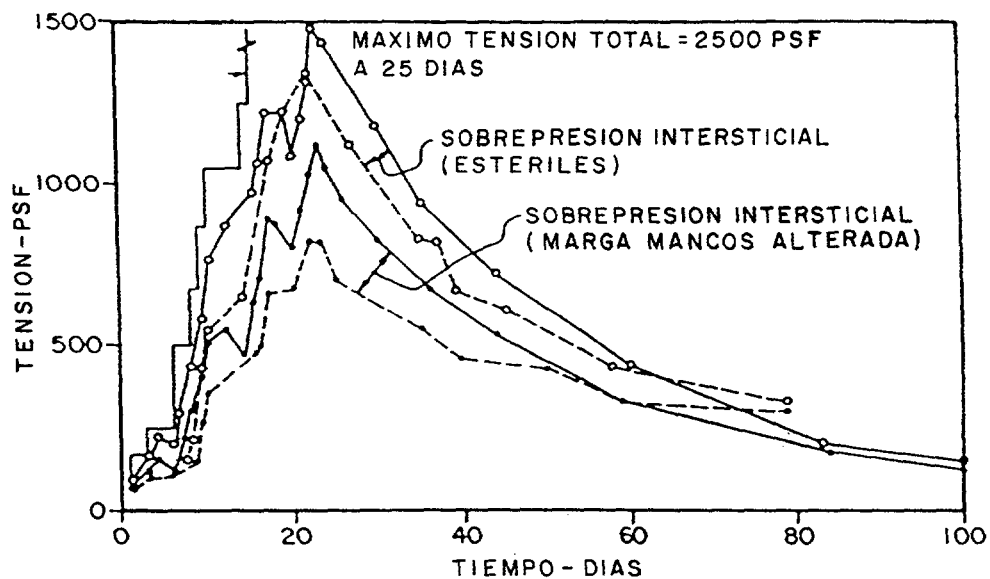
- El asiento último por unidad de altura de terraplén fue esencialmente idéntico para ambos terraplenes de ensayo.



LEYENDA:

— CALCULADA
 --- MEDIDO

Fig. 3.18.- Comparación de las sobrepresiones y asientos calculados y medidos para la zona norte del terraplén de ensayo



LEYENDA:

— CALCULADA
- - - MEDIDO

Fig. 3.19.- Comparación de sobrepresiones y asientos calculados y medidos en la zona este del terraplén de ensayo

- Aunque la mayoría de los estériles son arenas/finos, el valor de C_c , calculado con el análisis retrospectivo, está más cercano al correspondiente medido en laboratorio para los finos (slimes) que para las arenas/finos.
- Los valores obtenidos en el análisis retrospectivo para C_{vs} (estériles) o para C_v (aluvial y arcilla) fueron mayores que los obtenidos en los ensayos de laboratorio. De forma puntual se obtuvo que los valores retrospectivos de valor C_v fueron relativamente mayores en el terraplén de ensayo norte que en el terraplén de ensayo este.

En la tabla 3.8 se recoge un cuadro comparativo en el que se incluyen, para cada uno de los materiales, los valores utilizados en el cálculo preliminar de asientos, los estimados para igualar mediante cálculo los resultados globales de los terraplenes de prueba y los calculados directamente de los terraplenes de prueba incluyendo su proceso constructivo.

Las conclusiones que se obtuvieron, basadas en la comparación de las propiedades del estudio inicial y de las obtenidas de la interpretación de los resultados de los dos terraplenes de ensayo, fueron:

- 1.- Los asientos totales de los estériles, considerando los valores de C_c , C_r y, cerca de la superficie, de OCR, se obtuvieron con una muy buena precisión a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio.

Los valores que se obtuvieron de la variación del valor OCR (cerca de la superficie) con la profundidad a partir de los datos del piezocono fueron significativamente mayores que los obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio.

Tabla 3.8.- Comparación de las propiedades utilizadas en el análisis preliminar de asientos y las obtenidas de los resultados del terraplén de ensayo

Material	Análisis preliminar de asientos	Valores estimados para igualar los resultados del cálculo con los resultados de los terraplenes de ensayo		Valores estimados directamente de los terraplenes de ensayo	
		Terraplén Norte	Terraplén Este	Terraplén Norte	Terraplén Este
Estériles					
C_c	0.535	0.460	0.400	0.503	0.460
C_r	0.056	0.056	0.056	0.121	0.109
C_v ft ² /day	0.58	4.7	2.1	3.1	4.6
Aluvial					
C_r	0.010			0.009	---
C_{vs} ft ² /day	149			---	---
Marga Mancos alterada					
C_r	0.054			0.045	0.049
C_{vs} ft ² /day	0.03-0.73	16.5	2.55	5.3	1.7

- 2.- La ley de asientos-tiempo, en la zona con presencia de niveles de agua colgados, no se predijo con buena aproximación usando un modelo unidimensional y las condiciones de drenaje en los bordes de acuerdo con la estratigrafía. Fue necesario suponer la existencia de un nivel intermedio de drenaje para que los cálculos estuvieran de acuerdo con las observaciones.
- 3.- La evolución con el tiempo de los estériles próximos a la saturación y de los estériles limitados inferiormente por el nivel freático fue más rápida que la previsible en función de los resultados de laboratorio unidimensionales sobre muestras saturadas.
- 4.- La capa de arena limosa de origen aluvial actuó como una capa efectiva de drenaje bajo los estériles.
- 5.- Para hacer concordantes los cálculos con las observaciones, el valor de C_v de las arcillas subyacentes al aluvial (Marga Mancos Alterada) tuvo que incrementarse en 2 órdenes de magnitud (o algo más) por encima del obtenido en los ensayos de laboratorio.

Como conclusión general se puede establecer que el terraplén de ensayo demostró la viabilidad de la construcción del dique de estériles proyectado, constituyendo, con un cuidadoso programa de instrumentación del mismo, una efectiva herramienta para su proyecto geotécnico. Los datos de medidas y el análisis demostraron que el ritmo de asentamiento de los estériles depositados hidráulicamente fue significativamente mayor que el calculado a partir de los ensayos de laboratorio debido a la colocación heterogénea del material en el terraplén.

4. TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS EN LOS DIQUES DE ESTÉRI- LES DE URANIO ESTUDIADOS

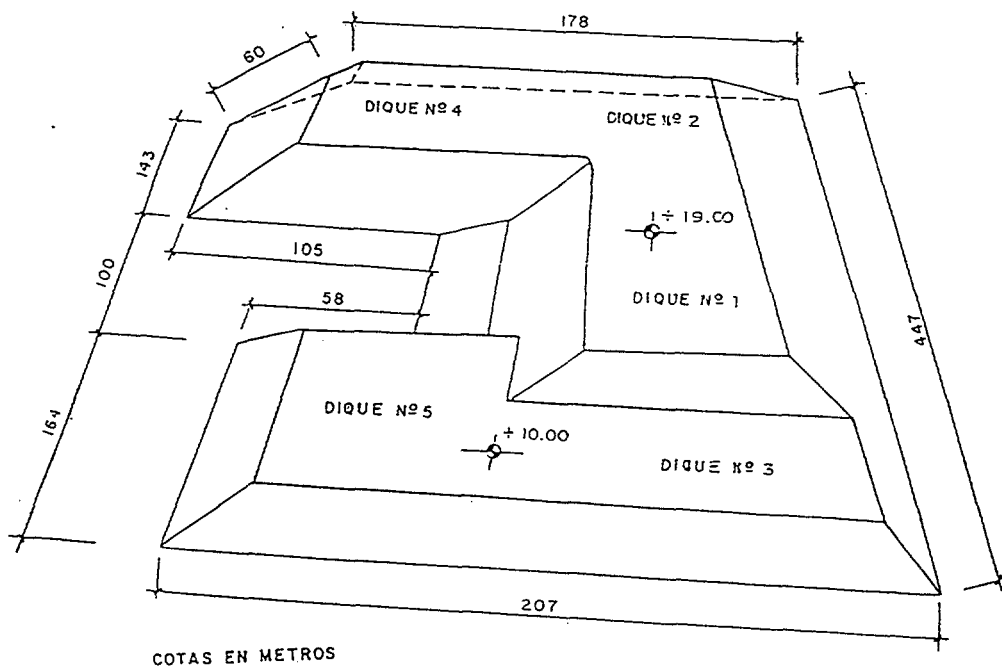
4.1. Introducción

La caracterización geotécnica de los estériles de Uranio, objeto de este estudio, se inició con la realización de una campaña de investigación de campo destinada tanto a determinar la respuesta de los estériles frente a ensayos de penetración dinámica y estática como a obtener muestras de material no alterado para su investigación en laboratorio. La condición de no alteración de las muestras obligó a adoptar una metodología de actuación muy cuidada en cada una de las técnicas de investigación utilizadas.

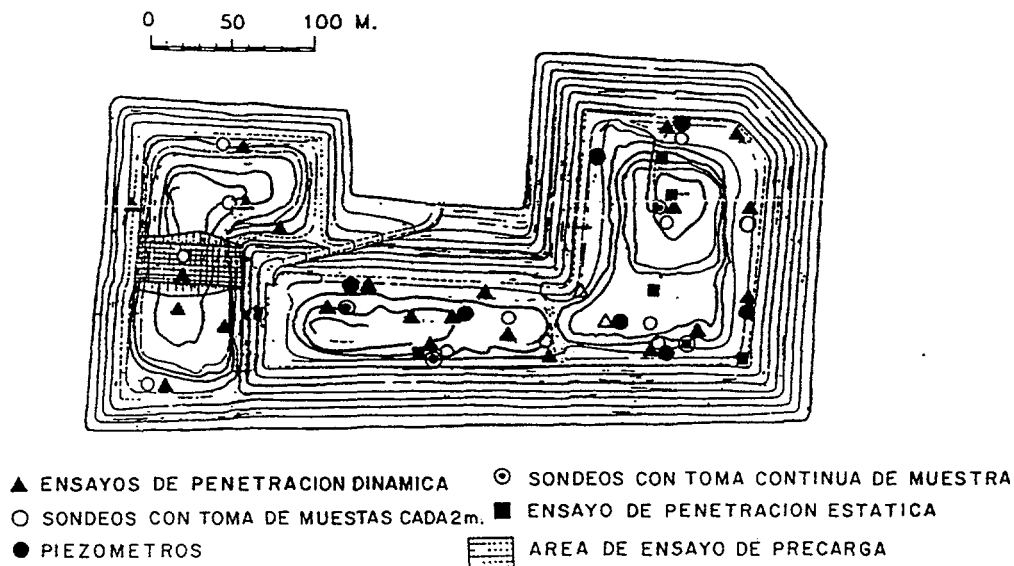
La investigación "in situ" se realizó en los diques de la antigua Fábrica de Uranio de Andújar (Jaén), los cuales estaban, básicamente, constituidos, como ya se ha indicado, por estériles arenosos y limo-arenosos vertidos por relleno hidráulico, con alturas máximas del orden de 10 m (diques bajos) y 20 m (diques altos) (fig. 4.1). El terreno natural de apoyo de los diques consta de una cobertera arcillosa de unos 3 m de espesor medio, bajo la que se encuentra una formación de gravas de terraza, asimismo de unos 3 m de espesor medio, que descansa sobre un substrato margo-arcilloso.

El conjunto de los trabajos de campo realizados consistió en:

- 26 penetraciones dinámicas, tipo Borros, hasta rechazo.
- 3 sondeos mecánicos verticales, de reconocimiento, hasta el substrato de la arcilla margosa, con extracción continua de muestra intacta.
- 6 sondeos mecánicos verticales, con extracción de muestra intacta cada 2 m, hasta el substrato de gravas.



Planta de situación de los diques de 1 a 5



Planta de la investigación realizada

Fig. 4.1

- 7 sondeos a destroza perforados sin variación de la humedad natural del terreno hasta el techo de la formación natural de gravas de terraza.
- 5 penetraciones estáticas.
- 1 sondeo mecánico vertical, hasta 10 m, con extracción continua de muestra intacta para obtención de muestras de calidad suficiente, en los niveles más blandos de estériles, para ensayos mecánicos especiales.
- 1 sondeo mecánico vertical hasta 10 m, con extracción continua de muestra intacta entre 6 y 10 m.
- En cada uno de los sondeos a destroza se colocaron, a profundidades de 6, 12 y 18 m, tres piezómetros puntuales de cuerda vibrante, debidamente aislados, entre sí y de las partes superior e inferior de la perforación, mediante tapones de bentonita-cemento.
- Igualmente se colocaron tres piezómetros puntuales en cada uno de los restantes sondeos, salvo en los más cortos, efectuados en los diques más bajos, en cada uno de los cuales se colocaron sólo dos piezómetros, el primero a profundidad de 3 m y el segundo 1 m por encima del techo de terreno natural.
- No pudieron utilizarse piezoconos por limitaciones impuestas al trabajo.

4.2. Procedimiento de ejecución de los trabajos de campo

4.2.1. Ensayos de penetración dinámica

Los ensayos de penetración dinámica fueron efectuados con

penetrómetro dinámico tipo Borros, de las siguientes características:

- Puntaza de acero de 20 cm de longitud, de sección cuadrada de 4 x 4 cm y remate cónico de 90° en el extremo inferior.
- Varillaje macizo de 32 mm de diámetro y cabeza de golpeo.
- Maza de 65 Kg.
- Mesa de guiado del varillaje y sistema de guiado y elevación de la maza.

La hincada de la puntaza se efectuó, accionada por el varillaje, mediante golpes de la maza de 65 Kg con caída libre desde 0,50 m de altura.

Se midieron los golpes necesarios para conseguir hincadas sucesivas de 0,20 m cuidándose en todo momento la verticalidad del varillaje que sobresalía al exterior. El rechazo o final del ensayo se consideró alcanzado cuando se medía una serie de 100 golpes para avance de 20 cm, o dos series sucesivas de 85 golpes/20 cm.

Previamente a la realización de los ensayos se comprobó el buen estado del varillaje empleado y de los empalmes entre varillas.

4.2.2. Ensayo de penetración estática con el cono holandés

Los ensayos de penetración estática fueron efectuados con el Cono Holandés, tipo Varentsen, cuyas características son:

- Puntaza compuesta con diámetro exterior 35,7 mm y ángulo cónico en punta de 60°.

- Manguito de fricción de 133,55 mm de longitud.

En el ensayo, en cada intervalo de medida (20 cm) se determinó:

- 1) Resistencia al avance de la puntaza sola
- 2) Resistencia al avance de puntaza y manguito de fricción. Por diferencia con la anterior se obtiene la resistencia al avance del manguito.
- 3) Resistencia de fricción lateral total al avanzar la tubería de revestimiento y el manguito de fricción hasta el nivel alcanzado por la parte superior de la puntaza.

4.2.3. Sondeos de reconocimiento con toma continua de muestra

En las fotos 4.1 a 4.16 se recogen diferentes detalles del proceso de ejecución de los sondeos realizados con toma continua de muestra.

Para la ejecución de los sondeos con toma continua de muestra hasta el nivel superior de la formación natural de la terraza se utilizó un tomamuestras de pistón y pared delgada (relación de áreas inferior a 10, y relación de diámetros comprendida entre 0,5 y 1), siempre que pudo introducirse por presión continua y a velocidad constante no inferior a 20 cm/s.

Cuando no se pudo realizar la hincada a presión en las condiciones anteriores, se empleó el tomamuestras de tubo partido que se hincó a percusión, alternándose su utilización por debajo del nivel freático, con el sacamuestras de triple tubo (Mazier).

Los tomamuestras llevaban incorporados forros a modo de



Fotos 4.1 y 4.2.- Detalle del sistema de golpeo utilizado en la toma de muestras a percusión



Fotos 4.3 y 4.4.- Detalle de los sondeos realizados a percusión



Fotos 4.5 y 4.6.- Detalle del sacamuestras empleado en los sondeos a percusión



Fotos 4.7 y 4.8.- Detalle de la obtención de las muestras del
sacamuestras de percusión utilizado



Fotos 4.9 y 4.10.- Detalle del procedimiento seguido en los sondeos con toma continua de muestra



Fotos 4.11 y 4.12.-

Detalle del proceso de obtención de las muestras con el sacamuestras de pistón



Fotos 4.13 y 4.14.- Detalle del sacamuestras de pistón utilizado



Fotos 4.15 y 4.16.-

Detalle del sacamuestras de pistón utilizado en los sondeos con toma continua de muestra

estuches con el objetivo de preservar la humedad natural de las muestras y proteger a estas últimas en el transporte al laboratorio.

A medida que el sondeo avanzaba se fue revistiendo la perforación, manteniendo siempre estas operaciones por detrás de las de toma de muestras. El fondo de la perforación revestida se limpiaba cuidadosamente para evitar perturbar el terreno a reconocer posteriormente.

Al alcanzar la formación de terraza, y hasta el final del sondeo, a nivel del techo de margas arcillosas duras, el avance del sondeo se hizo a percusión, mediante hincas por tramos de la tubería de revestimiento y limpieza del terreno interior al tubo. Sólo se utilizó avance a rotopercusión o rotación si la compacidad o dureza del terreno lo exigía. A intervalos inferiores a 1,50 m, se efectuaron ensayos S.P.T. en esta formación de gravas de terraza.

En cuanto al agua, se evitó al máximo su introducción en los sondeos, por encima del nivel freático.

Para cada muestra intacta se preparó un estadillo con los siguientes datos:

- Referencia de la obra
- Empresa encargada del sondeo y nombre del operador
- Número o clave del sondeo
- Fecha de la toma de muestras
- Niveles a los que comienza y termina la toma

- Tipo y características del tomamuestras empleado
- Presión vertical media ejercida sobre el tomamuestras o número de golpes para hincas sucesivas de 20 cm
- Velocidad media de penetración durante la toma (si es por presión)
- Longitud de penetración del tomamuestras
- Longitud de la muestra extraída
- Longitud de la muestra conservada
- Observaciones sobre las dificultades encontradas en el curso de la toma y, especialmente, las precauciones tomadas en el caso de presencia de agua en el sondeo.

4.2.4. Sondeos de reconocimiento con toma discontinua de muestra

Los sondeos se ejecutaron, asimismo, sin agua por encima del nivel freático, quedando perfectamente estables y limpios hasta los puntos de la toma de muestra, evitando la alteración significativa del subsuelo adyacente al fondo de la perforación.

La obtención y manipulación de las muestras intactas, así como la estabilización del sondeo bajo el nivel freático, se realizó de la misma forma a lo establecido en relación con los sondeos con toma continua de muestra.

4.2.5. Sondeos a destroza

Los sondeos a destroza se realizaron mediante barrena helicoidal, con estabilización de la pared perforada mediante tubería de revestimiento cuando fue necesario. (Fotos 4.17 y 4.18).

En estos sondeos, a intervalos no mayores de 2 m, se tomaron muestras representativas del contenido de humedad natural, guardadas en botes de cierre hermético.



Fotos 4.17 y 4.18.- Detalle barrena helicoidal empleada en los sondeos a destroza

5. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TERRENO DE APOYO DE LOS DIQUES DE LA FÁBRICA DE URANIO DE ANDÚJAR

Los diques están situados sobre una formación cuaternaria de superficie prácticamente llana que descansa sobre el Mioceno marino de la depresión del Guadalquivir. La formación terciaria aflora en unas colinas situadas a 1 Km de distancia, al sur de la escombrera.

Los materiales cuaternarios están constituidos por una capa superficial de reciente deposición, de arcilla gris verdosa, que con un espesor entre 0.60 m y 2 m, aparece en todos los sondeos perforados en el terraplén. Sigue luego una capa de arcilla marrón más arenosa, de 1.30 a 3 m de espesor que da paso a un nivel de gravas y arenas de 2 a 4 m de potencia.

El nivel freático regional se sitúa en la capa de gravas a unos 4 m por debajo de la base de la escombrera.

La formación miocena que aparece inmediatamente debajo de las gravas está constituida por una arcilla gris verdosa muy firme y resistente que no presenta signos de alteración. La potencia de esta formación en la zona objeto del estudio supera los 18 m.

En principio cabe suponer que la capa de arcilla gris verdosa que aparece siempre como primer estrato del terreno natural en todos los sondeos de la escombrera proceda de la erosión y redeposición de la arcilla miocena que aparece en los cerros más cercanos.

Los ensayos de plasticidad realizados en laboratorio proporcionan para la arcilla gris verdosa superficial, que aparece bajo la escombrera como primera formación del terreno natural, un límite líquido de 60 y un índice de plasticidad de 30. Se trata de una arcilla muy plástica con una humedad que

oscila entre el 25 y el 28%, aunque localmente se detectan humedades del 46 al 69.5%. Las penetraciones dinámicas tipo SPT realizadas en este material arrojan valores por encima de los $N = 15$, lo que, de acuerdo con el criterio de Terzaghi, indica una arcilla con valores de la resistencia a la compresión simple en torno a 2 Kg/cm^2 .

Lo mismo cabe decir de las características resistentes de la arcilla limo-arenosa que aparece entre la capa de arcilla gris y la formación de grava, si bien se trata de un material mucho menos plástico (LL de 23 e IP de 10) con humedades comprendidas entre el 15 y el 20%.

Se ha estimado en $1,5 \text{ T/m}^3$ el valor de la densidad seca de ambos tipos de arcilla y en $2,75 \text{ T/m}^3$ el peso específico de sus partículas.

Los ensayos de permeabilidad realizados "in situ" proporcionan para la primera capa de arcilla gris verdosa permeabilidades de 8×10^{-5} y $1,4 \times 10^{-5} \text{ cm/seg}$, valores que, en principio, y teniendo en cuenta la plasticidad de este material, son demasiado altos, lo que haría pensar en posibles intercalaciones de mayor permeabilidad (arena) en las arcillas de reciente deposición. o bien en la posible presencia de fisuras o agrietamientos.

La formación de arenas y gravas se presenta, en el emplazamiento, en un estado de alta densidad. En la arena fina marrón se ha medido una resistencia a la penetración standard de $N = 38$. En las gravas con arcilla y arena no fue posible hincar el tomamuestras SPT con zapata y hubo que realizar los ensayos standard de penetración con puntaza. Los valores N obtenidos superan en todos los casos los 80 golpes.

Se han efectuado ensayos de permeabilidad tipo Lefranc en estos materiales granulares durante la perforación de los sondeos.

Estos ensayos se realizaron introduciendo una tubería de acero de 101 mm de diámetro interior en el sondeo, hasta alcanzar las cotas en que se querían realizar las pruebas. A continuación se llenaba de agua la tubería y se medía el caudal con el que era necesario alimentarla para mantener el nivel de agua en su boca. En determinados casos se permitió descender el agua por el interior de la tubería midiendo la evolución de su nivel con el paso del tiempo.

Para la interpretación de los resultados se han utilizado las siguientes fórmulas (Attewell and Farmer, 1976).

. Nivel constante

$$K \text{ (cm/seg)} = \frac{Q}{5,5 \text{ } r \text{ } H}$$

siendo:

Q = caudal medido en cm³/seg

r = radio de la tubería

H = altura de la columna de agua en cm

. Nivel variable

$$K \text{ (cm/seg)} = \frac{\mu \times r}{5,5 (t_2 - t_1)} \log_e \frac{H_1}{H_2}$$

siendo:

$t_2 - t_1$ = tiempo transcurrido desde que el agua baja en la tubería desde el nivel H_1 al H_2 por encima de la cota del ensayo.

Los valores de K, que se deducen de estos ensayos, para los materiales granulares, oscilan entre 1.5×10^{-4} cm/seg y 2×10^{-3} cm/seg.

La arcilla miocena aparece desde el principio como un material muy duro y resistente, al que se puede asignar una densidad seca de $1,80 \text{ T/m}^3$ y una resistencia a la compresión simple superior a los 4 Kg/cm^2 . Se trata de un material muy impermeable cuya humedad en los tramos perforados es del 15%.

6. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS ESTÉRILES ESTUDIADOS

6.1. Identificación de los estériles de uranio estudiados

Los estériles de uranio estudiados proceden, tal como ya se ha indicado en apartados precedentes, de los diques de la antigua fábrica de Uranio de Andújar (Jaén).

En la fig. 6.1 adjunta se incluye, a efectos de ilustrar las denominaciones de la ubicación de los estériles dadas en el estudio así como las diferentes secciones estudiadas en el dique, una planta en la que se ha recogido la disposición inicial y la configuración final contemplada en el Proyecto.

Los perfiles asociados a la configuración final se recogen en las figs. 6.2 a 6.4.

6.1.1. Disposición de los estériles en los diques

La estratigrafía de los estériles en los diques de la fábrica de Uranio de Andújar se caracteriza por el bandeo asociado a los rellenos hidráulicos y, en particular, por la presencia frecuente de vetas finas de arena, incluso en los sondeos hechos en los ejes de los diques. Este hecho puede ser consecuencia tanto de la distancia relativamente limitada entre bordes y ejes de dique, lo que ha facilitado que los tamaños de arena fina alcancen la parte central de los diques (aunque la descarga de relleno hidráulico se hizo desde el borde), como de la eventual existencia de caudales variables de vertido, generados por diferencias en el ritmo de tratamiento del mineral. Lógicamente, los caudales mayores llevarían granulometría más gruesa hasta el eje del dique, en tanto que al reducirse el caudal solo las partículas finas podrían alcanzar

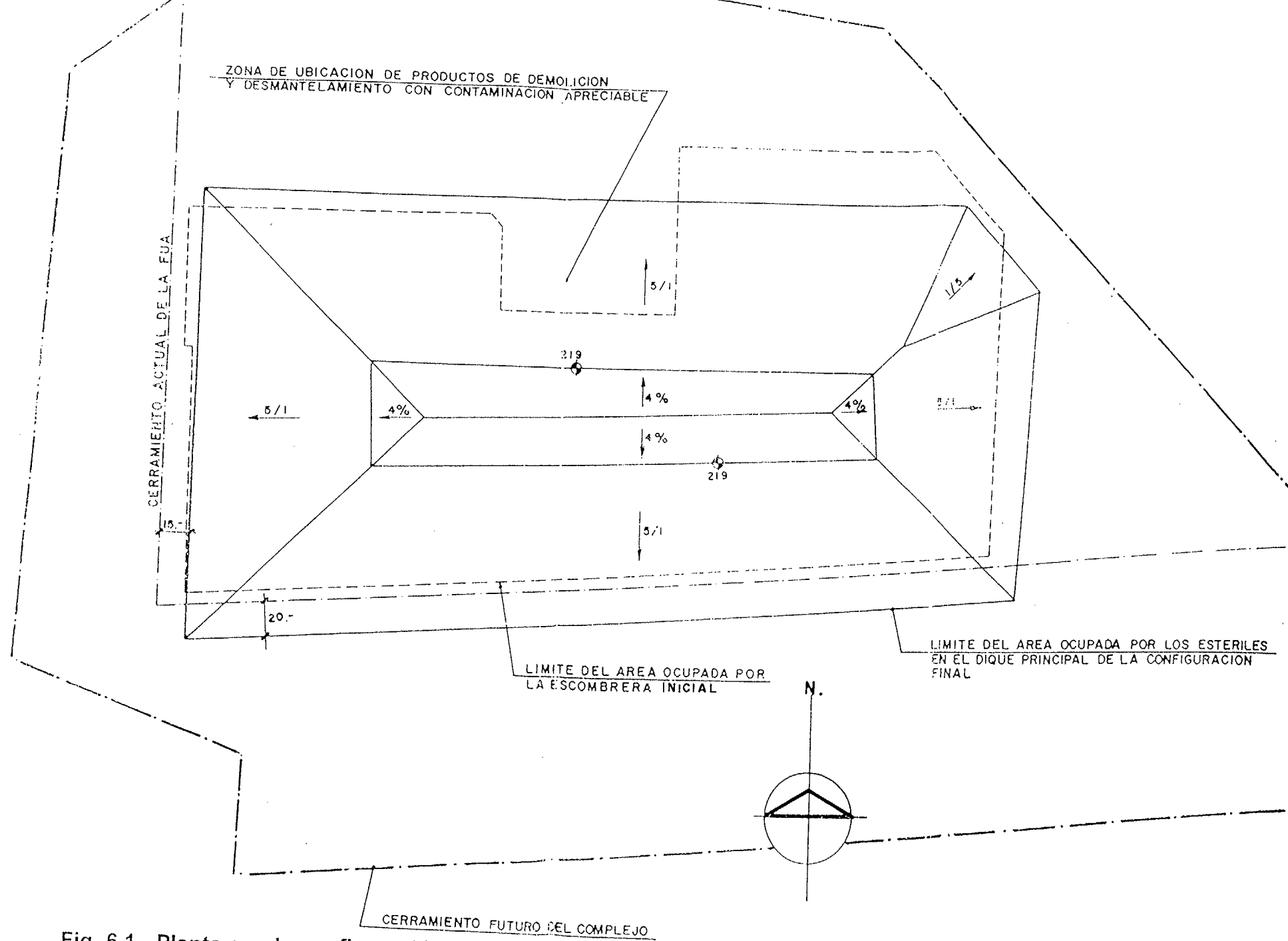
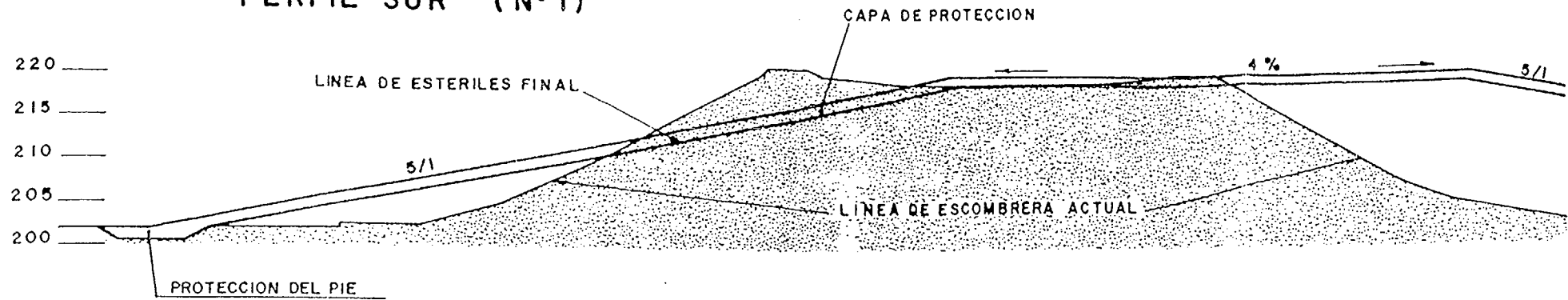


Fig. 6.1.- Planta con la configuración inicial y la finalmente adoptada en proyecto para los diques

PERFIL SUR (N°1)



PERFIL ESTE (N°2)

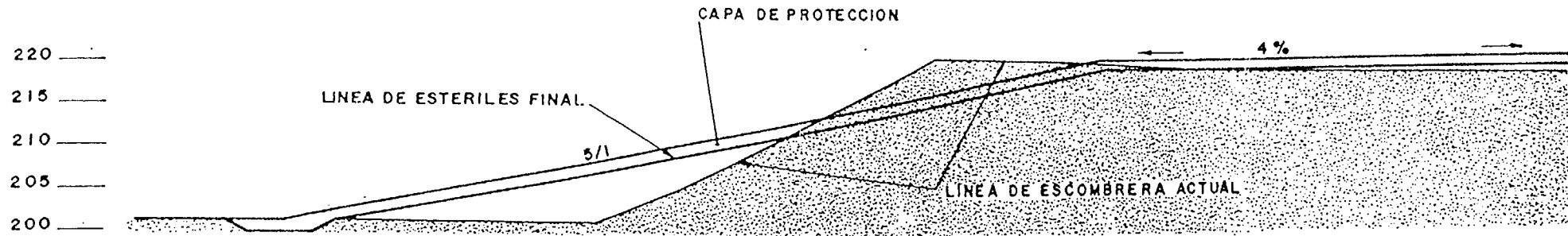
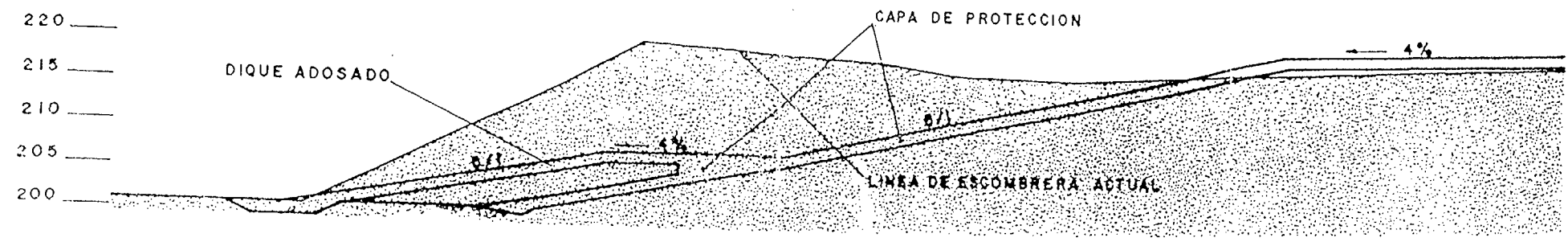


Fig. 6.2.- Perfiles Sur y Este de la configuración final del dique

PERFIL NORTE-ESTE (N°3)



PERFIL NORTE-CENTRO (N°4)

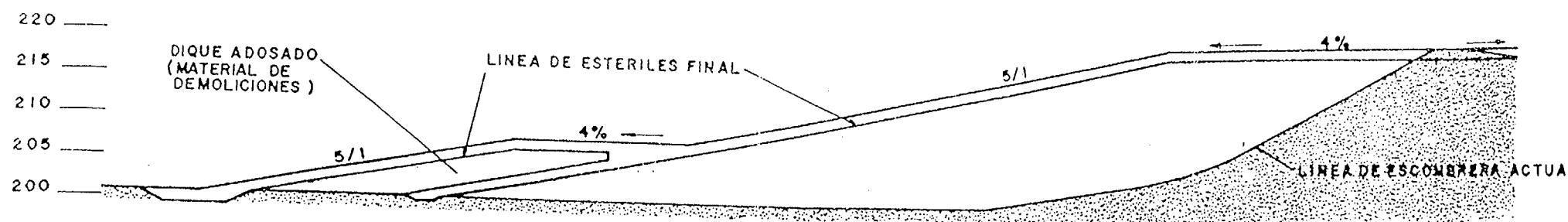
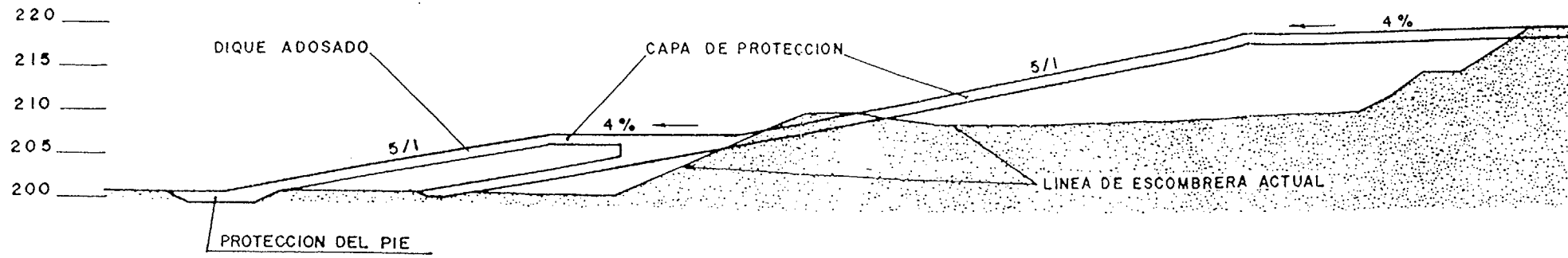


Fig. 6.3.- Perfiles Norte-Este y Norte Centro de la configuración final del dique

PERFIL NORTE-OESTE (N° 5)



PERFIL OESTE (N° 6)

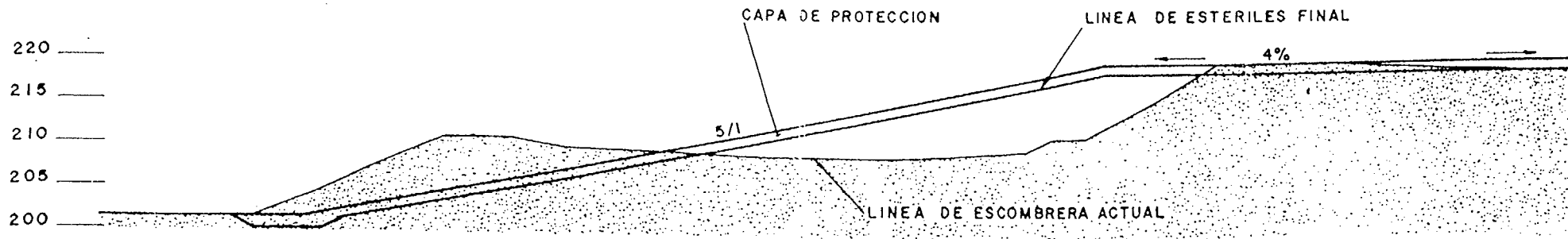


Fig. 6.4.- Perfiles Norte-Oeste y Oeste de la configuración final del dique

dicha zona central.

La existencia de estos ritmos no uniformes de depósito de material obliga a aceptar la interestratificación de niveles, de espesor generalmente reducido (milimétrico o centimétrico), de suelos de plasticidad variable (limos y arcillas de diverso índice de plasticidad) entre niveles de arena.

En el Apéndice III se recoge, a efectos de disponer de una información meticulosa de la estratigrafía del material de los estériles de los diques, una descripción detallada de los sondeos realizados con toma continua de muestras (diques altos), así como fotografías de detalle de las mismas.

6.1.2. Ensayos de identificación

En el Apéndice IV, y con el objeto de disponer de una densidad importante de valores, se recoge, para cada uno de los sondeos realizados como investigación de los diques, los valores que se han determinado, a distintos niveles, del contenido de humedad natural (W), de la densidad seca (γ_d), y de los límites de Atterberg (W_L , W_p). Se reflejan asimismo los valores del índice de plasticidad ($I_p = W_L - W_p$) y del índice de consistencia ($I_c = (W_L - W/I_p)$). Dada la heterogeneidad del material de estériles, los ensayos de identificación se han concentrado sobre las probetas sometidas previamente a ensayos mecánicos. Por este motivo, la densidad de ensayos de identificación ha sido mayor en los sondeos en que se ha podido ensayar mayor número de muestras.

Conviene insistir en el hecho del bandeo, ya mencionado, que de forma general presentan los estériles. Esto hace que los ensayos de identificación reflejen parámetros "medios" del intervalo correspondiente a la longitud de la probeta empleada.

En función de los resultados de los ensayos de identificación, los materiales de los diques se han agrupado, a efectos de este estudio, en cuatro categorías que reflejan, respectivamente, un grado de plasticidad creciente o una susceptibilidad decreciente a ser afectados por acciones dinámicas:

1) Arenas y limos no plásticos:

En este grupo se encuadran los estériles de contenido de finos inferior al 50%, así como los limos cuyo índice de plasticidad (I_p) es prácticamente nulo.

2) Limos:

Estériles cuyo índice de plasticidad (I_p), no nulo, es inferior al 10%, siendo generalmente inferior al 30% el límite líquido (WL).

3) Limos arcillosos:

Estériles con índice de plasticidad comprendido entre 10% y 20%, y cuyo límite líquido está generalmente comprendido entre 30% y 50%.

4) Arcillas:

Estériles con índice de plasticidad superior al 20%, y cuyo límite líquido supera en general al 50%.

Las tablas incluidas en Apéndice, en las que se incluyen los parámetros de identificación de las muestras ensayadas, y la clasificación de los materiales se han establecido en base al criterio anterior.

En las figs. 6.5, 6.6 y 6.7 se han representado, respectivamente,

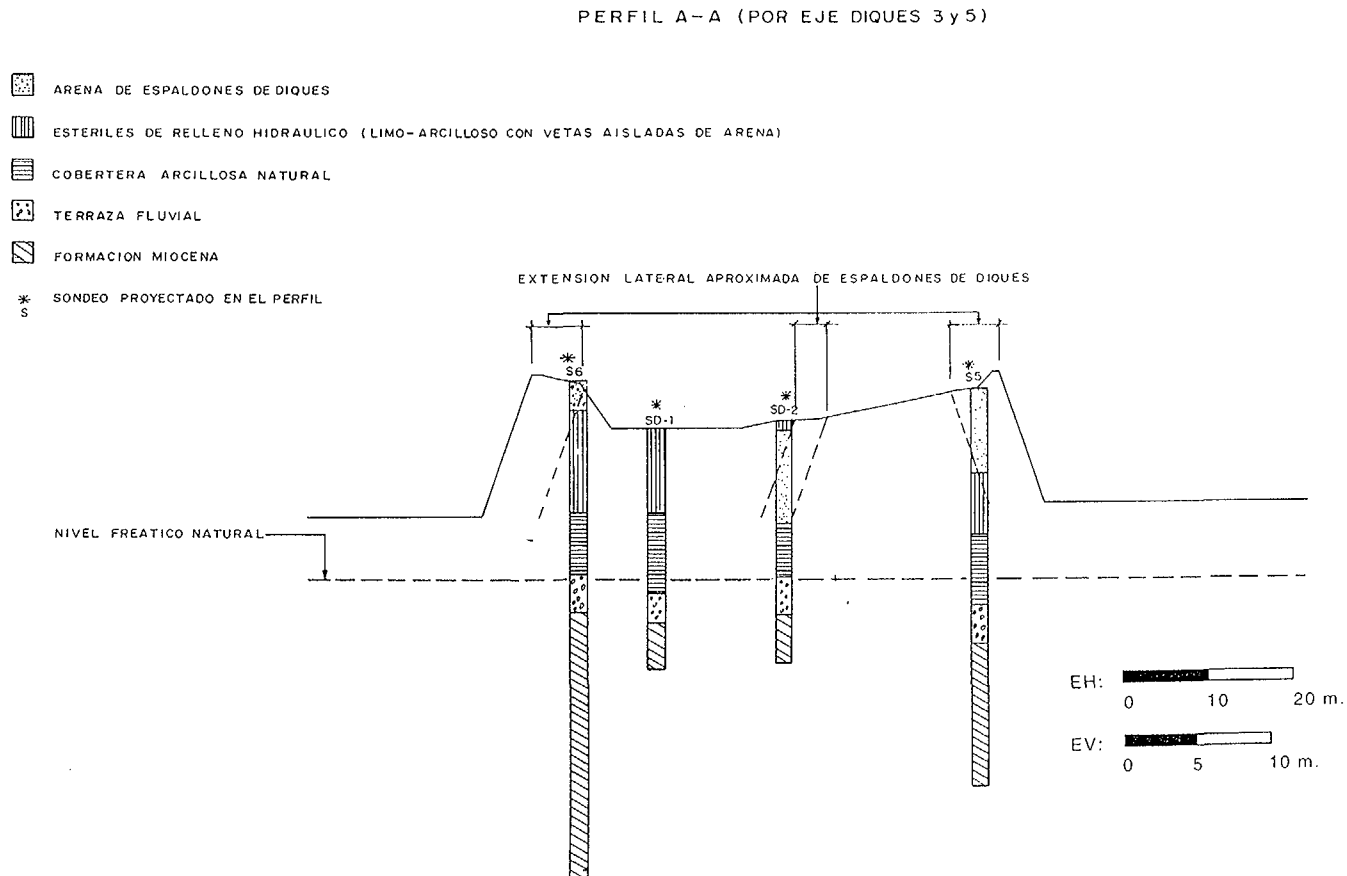


Fig. 6.5.- Dique de estériles de Andújar (Jaén). Perfil A-A (por eje de diques 3 y 5)

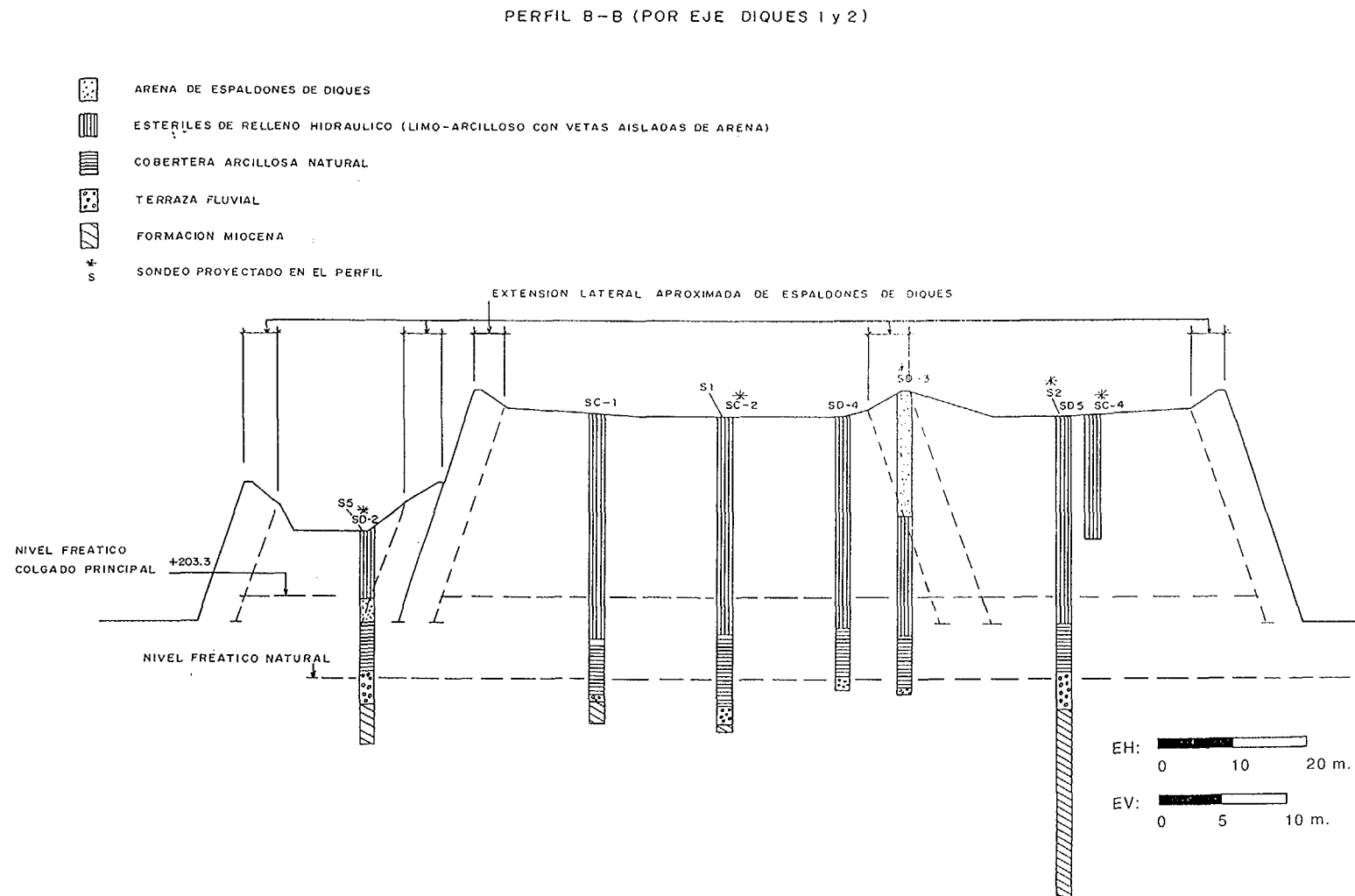


Fig. 6.6.- Dique de estériles de Andújar (Jaén). Perfil B-B (por eje de diques 1 y 2)

PERFIL C-C (POR EJE DIQUES 2 y 4)

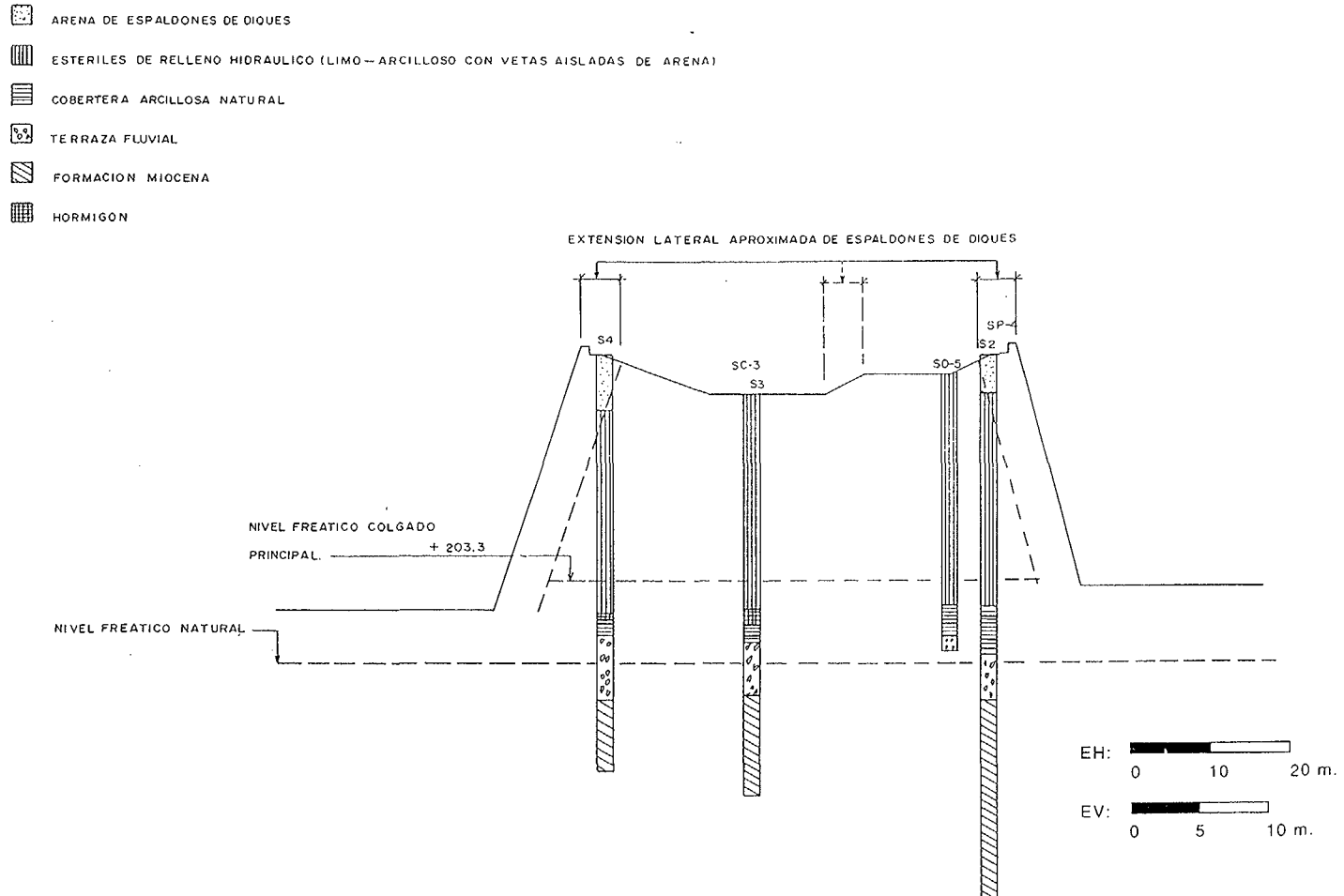


Fig. 6.7.- Dique de estériles de Andújar (Jaén). Perfil C-C (por eje de diques 2 y 4)

los perfiles A-A (por eje de diques 3 y 5, ver fig. 4.1), B-B (por eje de diques 1 y 2, ver fig. 4.1) y C-C (por eje de diques 2 y 4, ver fig. 4.1) que incluyen las columnas estratigráficas de los sondeos situados en ellos o próximos (éstos proyectados sobre el eje). En estos perfiles se han diferenciado las zonas de los diques predominantemente arenosas o limo-arcillosas, sin especificar, en este último caso, intercalaciones arenosas o plasticidades relativas, cuya generalización a masas de estériles se considera dudosa con los datos disponibles.

La fig. 6.8 recoge, sobre un gráfico de plasticidad de Casagrande, los límites líquidos y los índices de plasticidad hallados en laboratorio. En la citada fig. 6.8 se han diferenciado, en base a la interpretación de los resultados de las penetraciones, los valores correspondientes a los estériles de deposición más moderna (profundidad de 0 a 9 m) de los más antiguos (profundidad mayor de 9 m). Se observa que el conjunto de las muestras plásticas, que representan la mayoría de las muestras ensayadas, es bastante heterogéneo, lo que justifica la clasificación hecha en función del índice de plasticidad, al comienzo de este apartado.

A efectos de contemplar la frecuencia relativa, obtenida en la campaña de reconocimiento, de los materiales del dique correspondientes a cada uno de los cuatro grupos mencionados se ha establecido el porcentaje de las muestras identificadas de cada grupo respecto del total de las identificaciones efectuadas en los sondeos de borde de dique o en los sondeos de cuerpo de dique. En este cómputo se han excluido las identificaciones realizadas sobre probetas intactas utilizadas en los ensayos mecánicos, dado que esta condición exige un cierto grado de cohesión, lo que implica que el material ensayado pertenece a los grupos de material más plástico, y ello produce un sesgo en la determinación de frecuencia relativa.

En la fig. 6.9 se aprecia que, en la zona de borde de diques, sobre un total de 108 muestras identificadas, sin ningún criterio de preselección, se

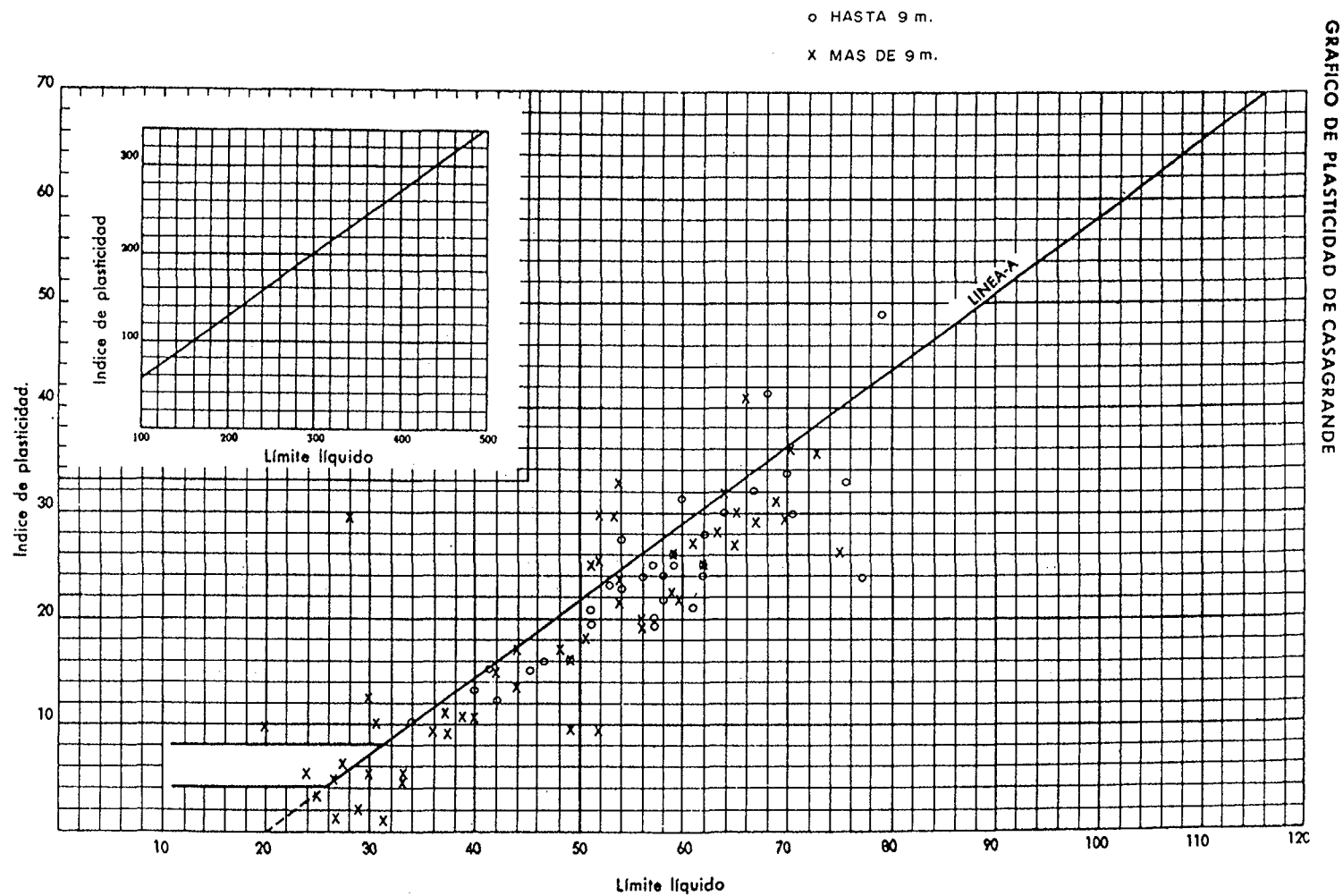


Fig. 6.8.- Gráfico de plasticidad de Casagrande de las muestras ensayadas

	SONDEOS BORDE DE DIQUE		SONDEOS EJE DE DIQUE	
	Nº MUESTRAS	%	Nº MUESTRAS	%
Nº de muestras identificadas	108	100	74	100
Nº de muestras de arena	44	41	16	22
Nº de muestras de limo de baja plasticidad	20	18	5	7
Nº de muestras de limo arcilloso	27	25	13	17
Nº de muestras de arcilla	17	16	40	54

Fig. 6.9.- Porcentaje de muestras ensayadas de borde de dique y de eje de sondeo

obtienen porcentajes iguales (41%) de muestras arenosas y de muestras de carácter arcilloso (arcilla y limo arcilloso); el resto (18%) corresponde a material limoso de baja plasticidad ($W_L < 30\%$; $I_p < 10\%$).

En zona de eje de dique, distante de borde arenoso (longitudinal o transversal), sobre un total de 74 muestras identificadas, sin sesgo de preselección como en el caso anterior, se obtiene un porcentaje netamente inferior, aunque significativo, de material arenoso (22%), una presencia predominante de material arcilloso (71%) y un porcentaje más pequeño (7%) de material limoso de baja plasticidad.

Como se ha señalado anteriormente, estos materiales de diverso carácter plástico deben ser considerados como interestratificados, contenidos secuencialmente en cada uno de los tramos limitados por intercalaciones de arena.

Por lo que se refiere al grado de compacidad de los materiales de dique se aprecia, en general, una estructura abierta tanto de las intercalaciones arenosas como de las intercalaciones limo-arcillosas.

En los materiales arenosos, se ha determinado un valor característico de la densidad seca (valor medio disminuído en el valor de la desviación típica) de 1,36. De acuerdo con la relación:

$$D_r = \frac{\gamma - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \cdot \frac{\gamma_{\max}}{\gamma}$$

entre la densidad relativa y los pesos específicos máximo (γ_{\max}), mínimo (γ_{\min}) y real (γ), se obtiene una densidad relativa, correspondiente a la densidad seca anterior, del orden del 47%.

En los materiales limo-arcillosos se puede determinar, análogamente, un valor característico de la densidad seca de 0,945 que, en función del valor de la densidad seca máxima Proctor de 1,69, obtenido como media en estériles limo-arcillosos (ver apartado 6.3.5 del presente trabajo), representaría el 55% de dicha densidad Proctor.

Los anteriores valores confirman la estructura abierta de los materiales de los diques, reflejada indirectamente en su escasa resistencia a la penetración, según se detalla en el siguiente apartado.

En cuanto al grado de saturación de estos materiales ha de diferenciarse entre cuerpo de dique y espaldones.

En las muestras del cuerpo de dique, se aprecia que dicha saturación es prácticamente total.

Por otro lado, en las muestras arenosas correspondientes a los espaldones arenosos se han medido grados de saturación variables entre el 25 y el 64% para profundidades inferiores a 10 m, y del 81 al 99% para profundidades superiores a 10 m; estas últimas determinaciones corresponden a la parte inferior de los espaldones entre diques.

6.2. Interpretación de los ensayos de penetración realizados en los diques de estériles de uranio

El conjunto de las penetraciones dinámicas distribuidas en los diques reflejaron un comportamiento resistente relativamente homogéneo de las capas de estériles más modernos (primeros 9 m de los diques más altos o 6 m de los diques más bajos) y de las capas de estériles más antiguos (profundidad comprendida entre 9 y 18 m en los diques más altos).

Este comportamiento se recoge en los gráficos adjuntos (fig. 6.10 a 6.13), en los que se sintetizan por separado la envolvente de mínimos, el diagrama de golpeo medio y la envolvente de máximos obtenidos en los ensayos de penetración dinámica realizados en las partes central y de borde de los diques más altos y más bajos.

Como se observa en dichas figuras los golpes son bajos (entre 1 y 5 golpes) en los estériles modernos no sobrecargados, aumentando la resistencia en los estériles antiguos sobrecargados posteriormente.

Las penetraciones dinámicas efectuadas en bordes de dique, y que se emplazan en zonas de espaldón transversal, de separación o confinamiento entre diques de diferentes fechas de ejecución (como PD-4, PD-17, PD-23), reflejan un estado flojo de la arena. El incremento del golpeo con la profundidad se considera, en este caso, más achacable al incremento de confinamiento que a la mejora de la compacidad de la arena por sobrecarga estática.

Para interpretar, en términos de parámetros de resistencia a cortante, los datos de la resistencia a la penetración medida "in situ" se ha considerado la relación existente entre el ángulo de fricción interna, ϕ_d , correspondiente a un medio incoherente libremente drenante, y la resistencia a la penetración estática propuesta por Miura et al. (1984). Esta relación está dada por la expresión:

$$\phi_d - 36 = 0.0625 (q_c - 170),$$

estando expresado ϕ_d en grados sexagesimales y q_c en kg/cm^2 . Esta expresión se ha obtenido midiendo "in situ" el valor de q_c , y determinando en laboratorio el valor de ϕ_d sobre muestras de igual densidad que la del terreno.

A partir de esta expresión, y considerando el estado relativamente

BORROS CENTRALES (DIQUE ALTO)

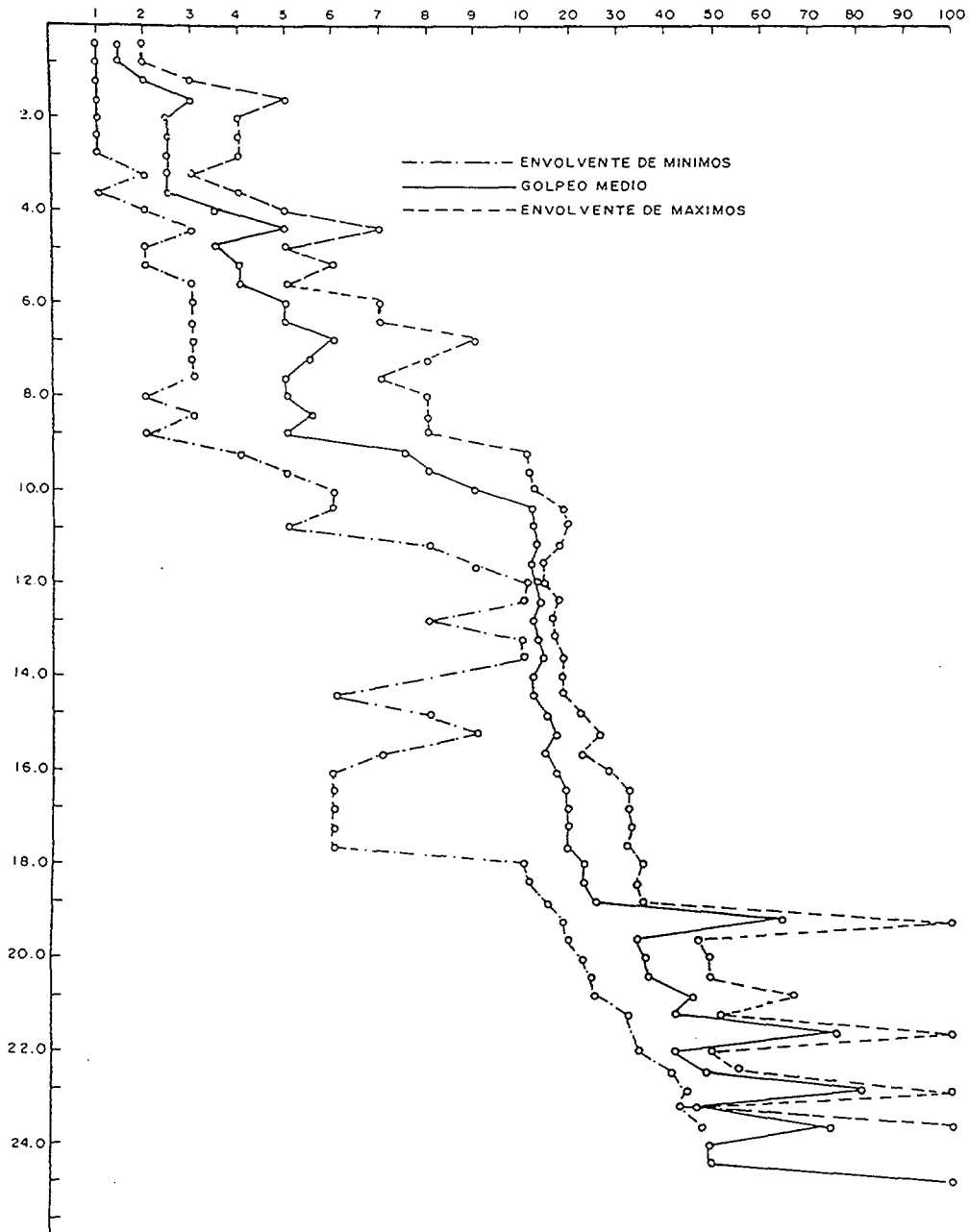


Fig. 6.10.- Penetraciones dinámicas en eje de almacenamiento (dique alto)

BORROS BORDE (DIQUE ALTO)

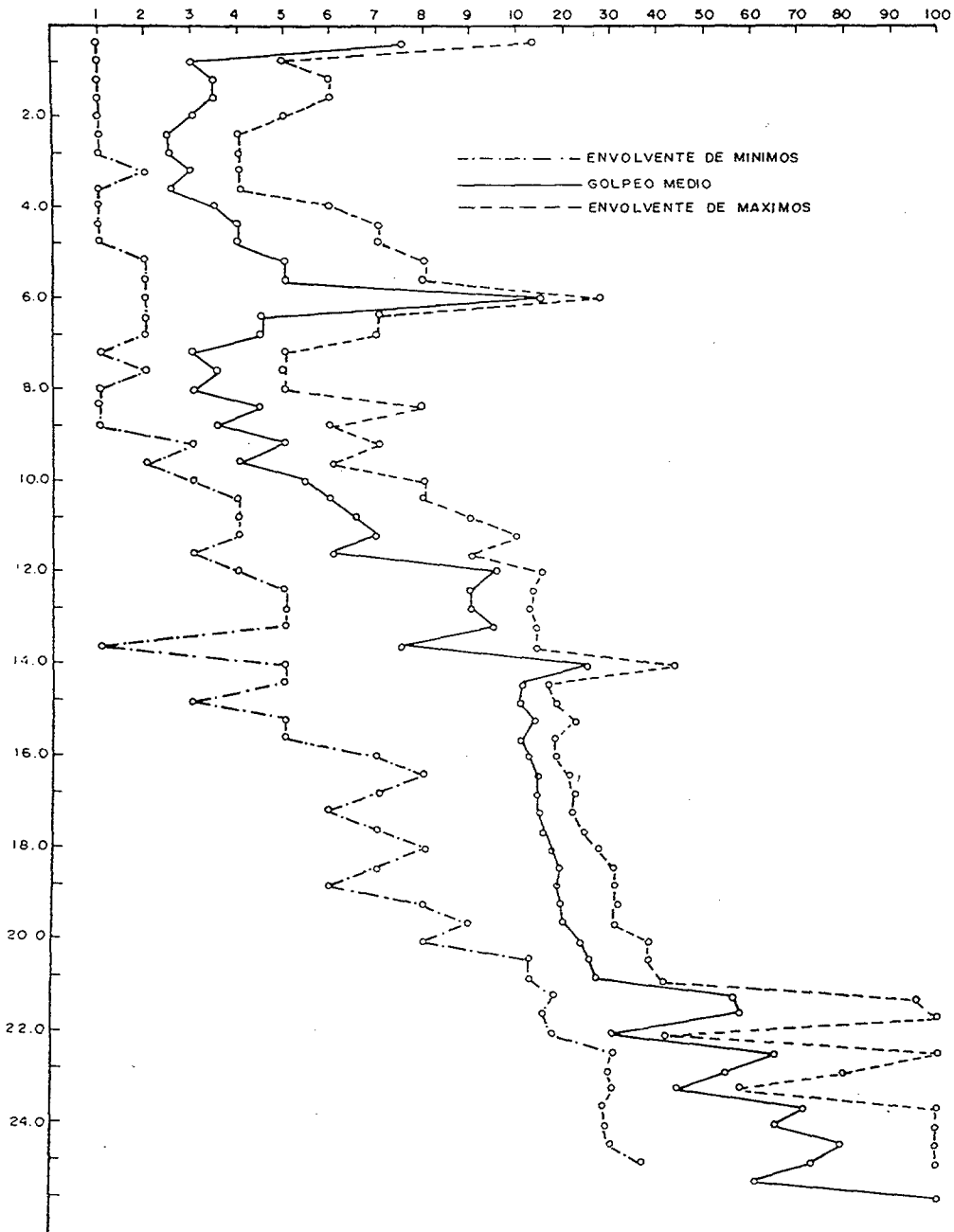


Fig. 6.11.- Penetraciones dinámicas en borde de almacenamiento (dique alto)

BORROS BORDE (DIQUE PEQUEÑO)

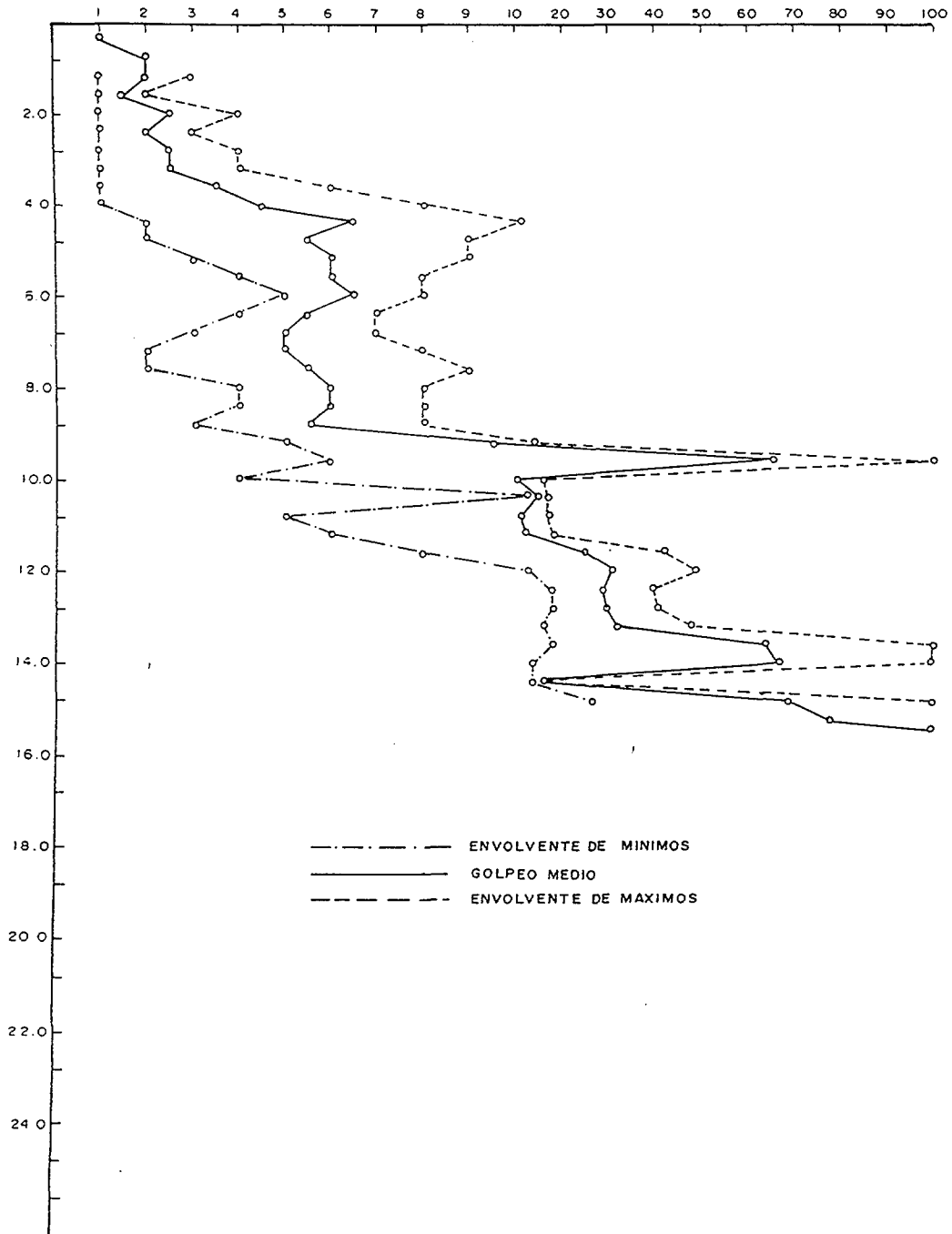


Fig. 6.12.- Penetraciones dinámicas en borde de almacenamiento (dique pequeño)

BORROS CENTRALES (DIQUE PEQUEÑO)

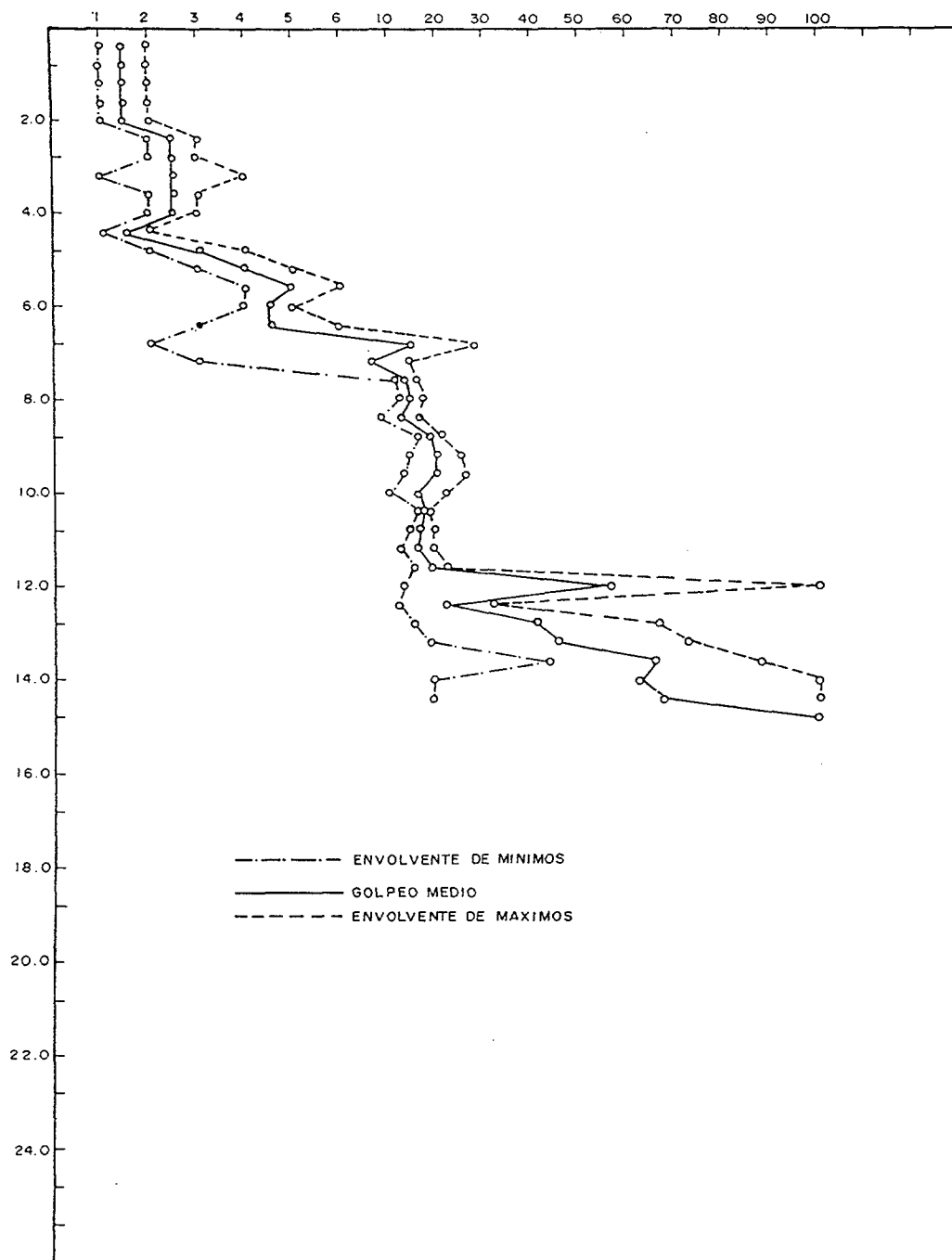


Fig. 6.13.- Penetraciones dinámicas en eje de almacenamiento (dique pequeño)

flojo de las arenas, ya comentado, se ha optado por asignarles un parámetro de fricción interna constante (independiente de su situación en el dique de construcción moderna o antigua) que se ha establecido en $\phi_{cu} = 28^\circ$, asociado a un valor q_c de 42 kg/cm^2 , que se identifica con la textura más gruesa de estos materiales, y que concuerda con el valor obtenido a partir de la expresión de Meyerhoff, $q_c = 4 N$, dada para arenas, en el caso de considerar un valor de N_{30} próximo a 10, correlacionable con los valores medios de resistencia al penetrómetro dinámico que se han medido.

En los estériles limo-arcillosos los parámetros de resistencia al corte se han determinado mediante ensayos de laboratorio. No obstante se ha tenido en cuenta, en su planteamiento e interpretación, los resultados obtenidos en los ensayos de penetración realizados. Estos últimos, de forma sistemática, como ya se ha indicado, reflejan un comportamiento resistente reducido en los estériles modernos no sobrecargados que aumenta en los estériles antiguos sobrecargados posteriormente.

6.3. Ensayos de resistencia al corte

La interpretación de los resultados de ensayos de resistencia realizados sobre muestras coherentes de estériles de índice de huecos elevado (próximos a 2) presenta dificultades de índole tanto práctica como teórica.

Por una parte, desde un punto de vista estrictamente fenomenológico, se observan in situ resistencias muy bajas que, por ejemplo, se traducen en la imposibilidad de tránsito, incluso de cargas ligeras, sobre estériles no desecados, en concordancia con las resistencias muy bajas a las penetraciones, pero en clara discrepancia con los parámetros resistentes deducibles, de acuerdo con las interpretaciones habituales, directamente de los ensayos, con valores de ϕ' que superan con frecuencia los 35° y que corresponderían a un

material incoherente compacto. Estas resistencias muy bajas in situ se traducen, entre otros aspectos, en la imposibilidad de tránsito, incluso de cargas ligeras sobre estériles no desecados, lo que se encuentra en concordancia con los valores de resistencia bajos medidos en las penetraciones.

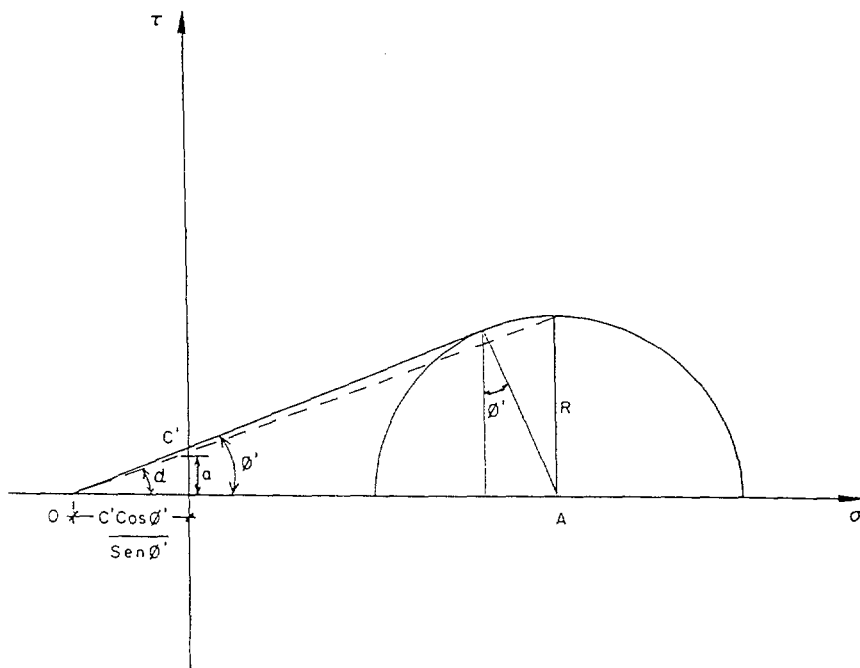
Por otra parte, teóricamente, se plantean dificultades en la adopción de criterios, correspondientes a muestras homogéneas, para analizar materiales sistemáticamente bandeados. Asimismo, resulta discutible la interpretación de la influencia de la angulosidad de los bordes de las partículas sobre los resultados de los ensayos, cuando tanto los elevados porcentajes de finos, como los índices de huecos elevados, hacen difícil admitir que realmente sea factible de ocurrir el contacto físico entre partículas sólidas.

Para poder afrontar estas inconsistencias, parece deseable adoptar un criterio de análisis de los resultados de laboratorio que permita traducirlos en parámetros resistentes de contrastable aplicabilidad "in situ".

Por otro lado, la conclusión relativa a que la resistencia friccional, valor de ϕ' , es elevada e independiente de la densidad seca por baja que ésta sea, no sólo parece inconsistente sino que incluso esta inconsistencia sería tanto mayor cuanto más alto resultara el ángulo de fricción interna, obtenido en las hipótesis de homogeneidad e isotropía de las muestras que presiden la teoría de Mohr-Coulomb.

En la figura adjunta 6.14 se comparan los parámetros c' y ϕ' de la teoría de Mohr-Coulomb, con los parámetros a y α , resultantes del diagrama (p', q') , al sustituir, en este último diagrama cada círculo límite de Mohr, por las tensiones normal y tangencial correspondientes al punto de máxima tensión tangencial.

Como puede verse, se cumplen las relaciones:



$$a = \frac{c' \cdot \cos \phi'}{\sen \phi'} \cdot \frac{\sen \alpha}{\cos \alpha}$$

$$\frac{a}{c'} = \frac{\tg \alpha}{\tg \phi'}$$

$$\tg \alpha = \frac{R}{OA} = \sen \phi'$$

$$\frac{\tg \phi'}{\tg \alpha} = \frac{\sen \phi'}{\frac{\cos \phi'}{\sen \phi'}} = \frac{1}{\cos \phi'}$$

$$\frac{\tg \phi'}{\tg \alpha} = \frac{1}{\cos \phi'}$$

$$\frac{a}{c'} = \frac{\sen \phi'}{\frac{\sen \phi'}{\cos \phi'}} = \cos \phi'$$

$$\frac{c'}{a} = \frac{\tg \phi'}{\tg \alpha} = \frac{1}{\cos \phi'}$$

Fig. 6.14.- Cálculo justificativo en el que se demuestra que tomar $\tg \alpha$ por $\tg \phi'$ y a por c' representa adoptar en c' y $\tg \phi'$ un coeficiente de seguridad de $1/\cos \phi'$ (este coeficiente disminuye al disminuir ϕ' ($\cos \phi' \uparrow$) y crece al crecer ϕ' ($\cos \phi' \downarrow$))

$$\frac{c'}{a} = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{1}{\cos \phi'}$$

En otras palabras, si en lugar de los parámetros c' y ϕ' , se adoptaran directamente los parámetros a y α como representativos de la cohesión y fricción interna "equivalentes" de las muestras bandeadas analizadas, tales parámetros presentarían, respecto de los correspondientes de Mohr-Coulomb, un coeficiente de minoración **inversamente proporcional a $\cos \phi'$** .

Esto es, si el valor de ϕ' crece, lo que para muestras de estructura abierta y porcentaje de finos alto predominante resulta inconsistente con la realidad, el coeficiente de minoración crece también por disminuir $\cos \phi'$. Inversamente, la disminución de ϕ' acarrea la disminución del coeficiente de minoración. Por consiguiente este último no es un coeficiente de minoración constante sino **modulado por la fricción interna deducida en base a la teoría de Mohr-Coulomb** cuya aplicabilidad parece representar el origen de la dificultad.

Por este motivo se adoptó, inicialmente como hipótesis de trabajo, la consideración de a y α como parámetros **equivalentes** de cohesión y fricción interna de las muestras ensayadas ($c_{\text{equivalente}}$ y $\phi_{\text{equivalente}}$ ó $c'_{\text{equivalente}}$ y $\phi'_{\text{equivalente}}$ según que el análisis se hiciera en presiones totales o efectivas). Al establecerse una adecuada concordancia entre estos valores y los deducibles de ensayos "in situ", que representaban el comportamiento real de los estériles de los diques, se decidió admitirla sistemáticamente, con lo cual no se ha de hacer, como resulta en el estudio de Keshian y Rager (1988), una **minoración** de hecho, sin ningún criterio operativo para pasar de los **resultados de laboratorio** de estos parámetros a los **admisibles en proyecto**.

6.3.1. Ensayos triaxiales sin consolidación y sin drenaje

Se han realizado ensayos triaxiales sin consolidación y sin drenaje (UU) con 11 muestras inalteradas de estériles obtenidas mediante tomamuestras de pistón fijo. Por cada una de las 11 muestras se ha tallado una sola probeta, la cual se ha ensayado, sometida a una presión de confinamiento semejante a la octaédrica estimada para la muestra en el terreno en función de la profundidad de extracción. La rotura se ha inducido durante el ensayo aumentando el desviador de tensiones a una velocidad de 1 minuto por cada 1% de deformación axial. Las muestras ensayadas, las características de identificación de las mismas (determinadas sobre las propias probetas ensayadas) y las presiones de confinamiento durante el ensayo se resumen en la tabla (6.1).

Todas ellas corresponden a material clasificado como arcilloso, a excepción de las muestras 4667 y 4711 que se consideran limo-arenosas.

La fig. 6.15 muestra las curvas de rotura obtenidas en estos ensayos. Dada la heterogeneidad estratigráfica a escala tanto milimétrica como centimétrica, no se ha pretendido obtener parámetros resistentes para cada muestra, sino para el conjunto de las ensayadas, por ser las probetas obtenidas de una misma muestra sensiblemente diferentes entre sí, al variar su textura y plasticidad.

Para el análisis de resultados en términos de parámetros resistentes se ha considerado exclusivamente aquellas probetas que han manifestado un comportamiento tensodeformacional, reflejado en la curva de rotura, semejante. Por este motivo, se ha determinado el ángulo de rozamiento y la cohesión para 7 de las 11 muestras ensayadas, tomando como criterio de rotura el desviador máximo. Se han excluido las muestras 4652 (limo arcilloso) y 4929 (arcilla) por no ofrecer un valor máximo del desviador para deformaciones inferiores al 20%. También se ha excluido la muestra 4649 (arcilla)

Tabla 6.1. Ensayo de corte triaxial sin consolidación y sin drenaje (UU) sobre muestras de estériles

Muestra	Sondeo	Profundidad (m)	Identificación	Densidad seca inicial (g/cm ³)	Humedad inicial (%)	Presión de confinamiento (kg/cm ²)
4647	SC-3	9.50-10.10	Arcilla	1.14	55.1	1.30
4649	SC-3	11.00-11.60	Arcilla	0.85	84.5	1.40
4652	SC-3	12.80-13.40	Limo arcilloso	1.08	57.6	1.70
4667	SC-2	17.50-17.80	Limo arenoso	1.17	50.9	2.40
4699	SD-1	5.00-5.40	Arcilla	1.07	57.4	0.65
4711	SD-3	12.60-13.10	Limo arenoso	1.58	25.5	1.70
4860	SD-2	4.00-4.46	Arcilla	0.90	77.1	0.50
4927	SC-1bis	2.54-2.79	Arcilla	1.17	48.7	0.35
4929	SC-1bis	3.40-3.73	Arcilla	1.12	53.1	0.40
4931	SC-1bis	5.03-4.34	Arcilla	1.06	59.0	0.55
4934	SC-1bis	4.86-5.16	Arcilla	1.00	63.3	0.65

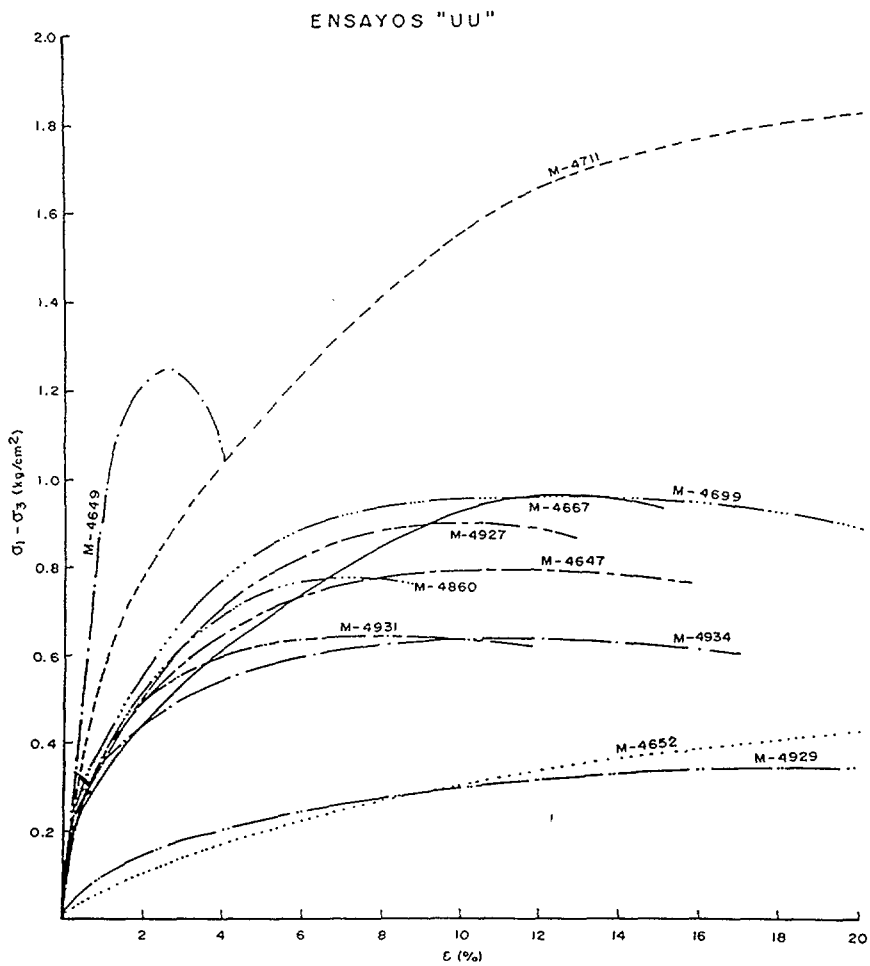


Fig. 6.15.- Curvas de rotura de ensayos triaxiales sin consolidación y sin drenaje sobre muestras de estériles

por mostrar un pico de tensiones para la deformación claramente inferior a la del resto de las muestras. La muestra 4711, limo-arenosa, se ha descartado por exhibir una curva de rotura notablemente distinta. Las curvas de rotura de las 7 probetas restantes muestran una tensión máxima muy poco marcada y correspondiente a deformaciones entre el 7 y el 12%. Considerando estas 7 muestras como representativas de los estériles arcillosos en ensayo UU, y estableciendo una recta de regresión en el gráfico p-q (fig. 6.16), se han obtenido los siguientes valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento:

$$c = 0,355 \text{ Kg/cm}_2$$

$$\phi \approx 0^\circ \text{ (concordante con ensayos de tipo UU)}$$

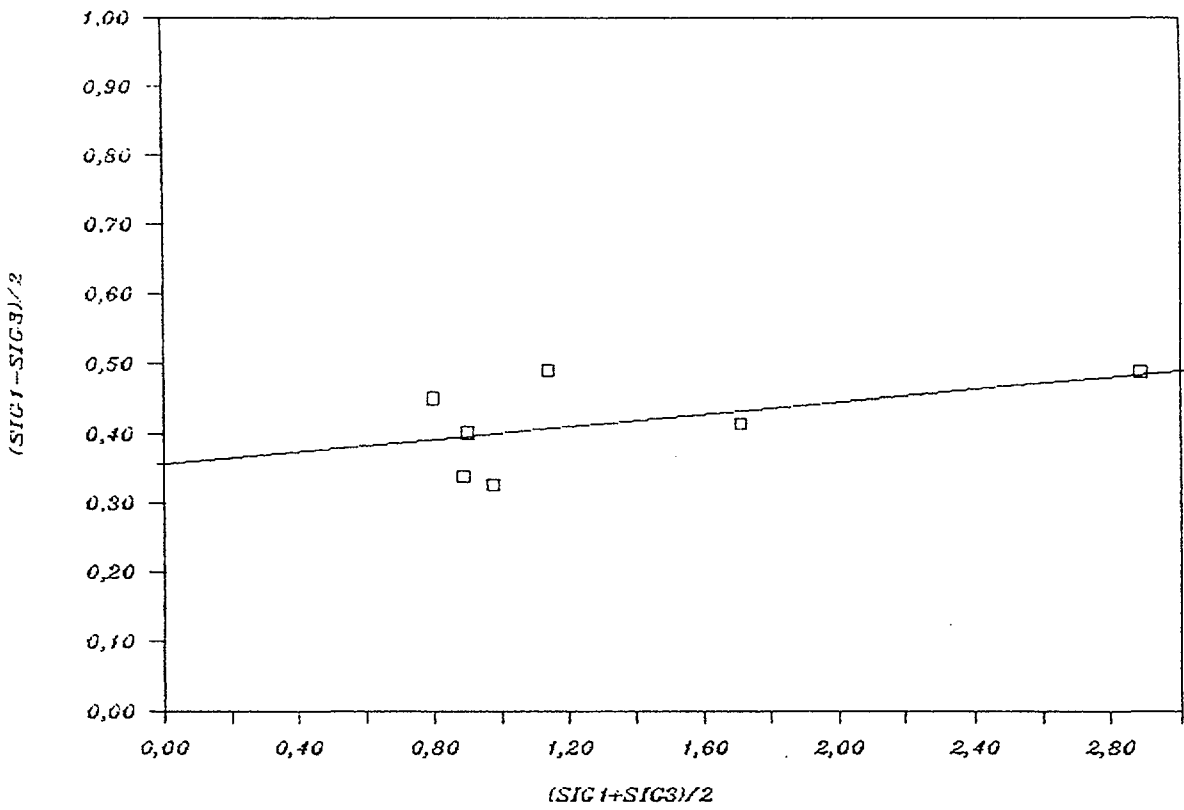
Se observa que la consideración del valor medio de $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ en los siete ensayos conduce a un valor de c ligeramente superior, en torno a 0,4 Kg/cm², por lo que se consideran los anteriores parámetros.

Estos resultados se pueden comparar con la relación de Skempton entre la razón c/p (resistencia al corte sin drenaje/sobrecarga efectiva en el terreno) y el índice de plasticidad I_p :

$$c/p = 0,11 + 0,0037 I_p$$

aplicable a depósitos arcillosos no preconsolidados. En la tabla 6.2 se recoge el índice de plasticidad de las seis muestras ensayadas cuya profundidad de procedencia está comprendida entre 2,5 y 5,5 m. El índice de plasticidad de todas ellas es semejante, y su valor medio es de 23,3%. Considerando, a partir de los resultados de los ensayos, una resistencia a cortante sin drenaje del orden de 0,4 Kg/cm², correspondería a estas muestras una sobrecarga efectiva, según la relación de Skempton, de 2,04 Kg/cm²; o lo que es lo mismo, teniendo en cuenta una densidad de 1,65 T/m³ para los materiales del dique, las muestras deberían proceder de una profundidad de unos 12 m. Esta discordancia

ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0.355216	4927	1.25	0.35	0.800	0.450
Err Std de Y Est	0.062693	4931	1.23	0.55	0.888	0.338
R al Cuadrado	0.256799	4934	1.30	0.65	0.975	0.325
N° de Observaciones	7	4667	3.38	2.40	2.888	0.488
Grados de Libertad	5	4647	2.13	1.30	1.713	0.413
		4699	1.63	0.65	1.140	0.490
		4860	1.30	0.50	0.900	0.400
Coeficiente(s) X 0.044717						
Err Std de Coef. 0.034021						
ANGULO DE ROZAMIENTO: 3						
COHESIÓN.....: 0.355572						

Fig. 6.16.- Ensayo UU. Tensiones máximas

Tabla 6.2.- Valores del índice de plasticidad para muestras entre 2.5 y 5.5 m de profundidad

Muestra	Sondeo	Profundidad (m)	W _L	W _p	I _p
4699	SD-1	5.00-5.40	77.7	53.9	23.8
4860	SD-2	4.00-4.46	75.5	49.2	26.3
4927	SC-1bis	2.54-2.79	57.2	37.0	20.2
4929	SC-1bis	3.40-3.73	56.5	32.1	24.4
4931	SC-1bis	4.03-4.34	51.1	30.4	20.7
4934	SC-1bis	4.86-5.16	56.3	32.0	24.3

refleja un probable estado de sobreconsolidación de los estériles arcillosos, debido posiblemente a desecación durante la construcción de los diques.

6.3.2. Ensayos triaxiales de tipo consolidado no drenado

Se han llevado a cabo ensayos de corte triaxial de tipo consolidado y sin drenaje (CU) sobre las muestras extraídas de los sondeos mediante tomamuestras de pistón fijo que se resumen en la tabla 6.3. Por cada muestra se ha roto una sola probeta, previa consolidación de la misma, a la presión en célula que se indica en la tabla. Las curvas de rotura obtenidas en los ensayos se muestran en la fig. 6.17. Los ensayos se han realizado con medida de presiones intersticiales, recogiendo en el Apéndice de ensayos de laboratorio. Previamente a la aplicación de la presión de consolidación, todas las probetas se saturaron mediante una presión en cola o contrapresión de 6 Kg/cm². Al igual que en el caso de los ensayos triaxiales UU, la presión σ_3 se ha elegido en función de la profundidad de las muestras para representar lo más fielmente posible la situación en el terreno (reproducción aproximada de la presión octaédrica existente "in situ").

Además de las diferencias de plasticidad entre distintas muestras, que se reflejan en la tabla 6.3, las probetas ensayadas presentan una falta de homogeneidad que se manifiesta en el bandeo de las mismas, ya comentado a lo largo del estudio, estando compuestas por capas de distinto aspecto y color, de espesores variables entre unos milímetros y unos centímetros. Este bandeo de las muestras, en capas de distinta naturaleza y resistencia, afecta a la forma de rotura de las probetas, según puede verse en las fotografías incluidas en Apéndice, además de contravenir las hipótesis de homogeneidad e isotropía implícitas en la interpretación de este tipo de ensayos.

Al representar en la fig. 6.18, el diagrama (p, q) ($p = \sigma_1 + \sigma_3/2$; q

Tabla 6.3.- Ensayos de corte triaxial consolidado no drenado (CU) sobre muestras de estériles

Muestra	Sondeo	Profundidad (m)	Identificación	Densidad seca inicial (g/cm ³)	Humedad inicial (%)	Presión de consolidación (kg/cm ²)
4647	SC-3	9.50-10.10	Arcilla	1.08	56.0	1.30
4649	SC-3	11.00-11.60	Arcilla	0.83	86.3	1.40
4652	SC-3	12.80-13.40	Limo arcilloso	1.04	59.3	1.70
4667	SC-2	17.50-17.80	Limo arenoso	1.17	51.8	2.40
4697	SD-1	3.00-3.40	Arcilla	1.13	37.4	0.40
4699	SD-1	5.00-5.40	Arcilla	1.07	57.5	0.65
4711	SD-3	12.60-13.10	Limo arenoso	1.56	26.2	1.70
4860	SD-2	4.00-4.46	Arcilla	0.90	78.6	0.50
4927	SC-1bis	2.54-2.79	Arcilla	1.21	49.0	0.35
4929	SC-1bis	3.40-3.73	Arcilla	1.10	52.9	0.40
4931	SC-1bis	4.03-4.34	Arcilla	1.07	59.4	0.55
4934	SC-1bis	4.86-5.16	Arcilla	1.00	63.9	0.65

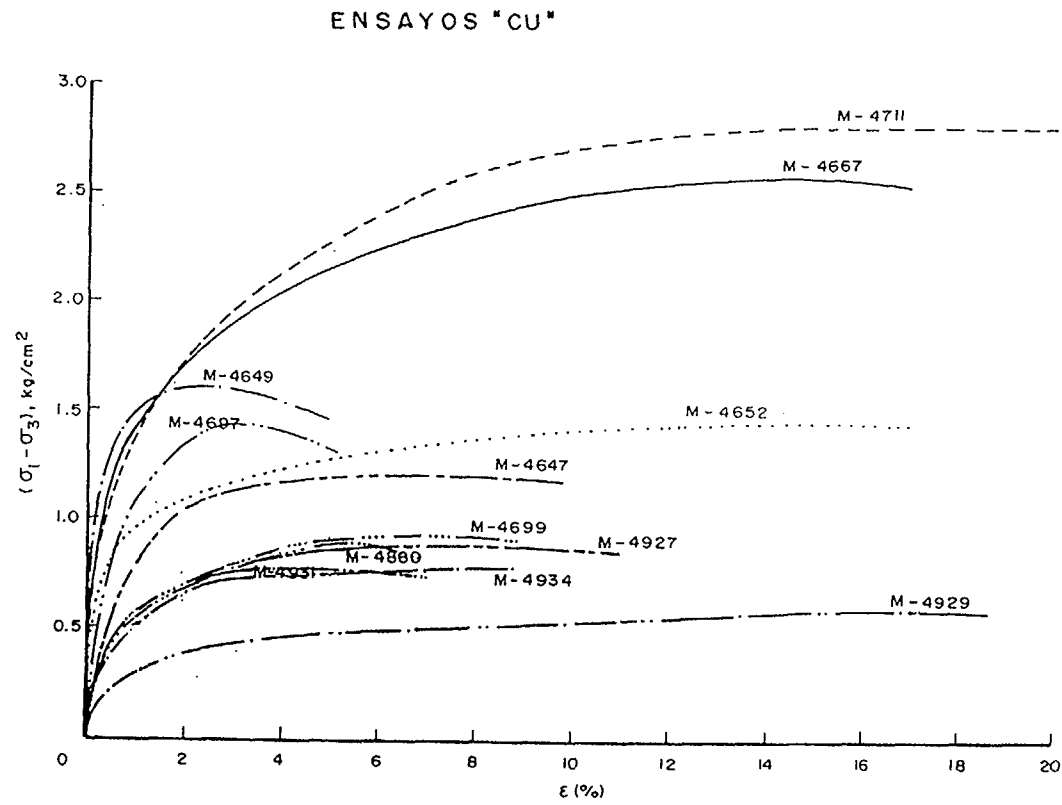
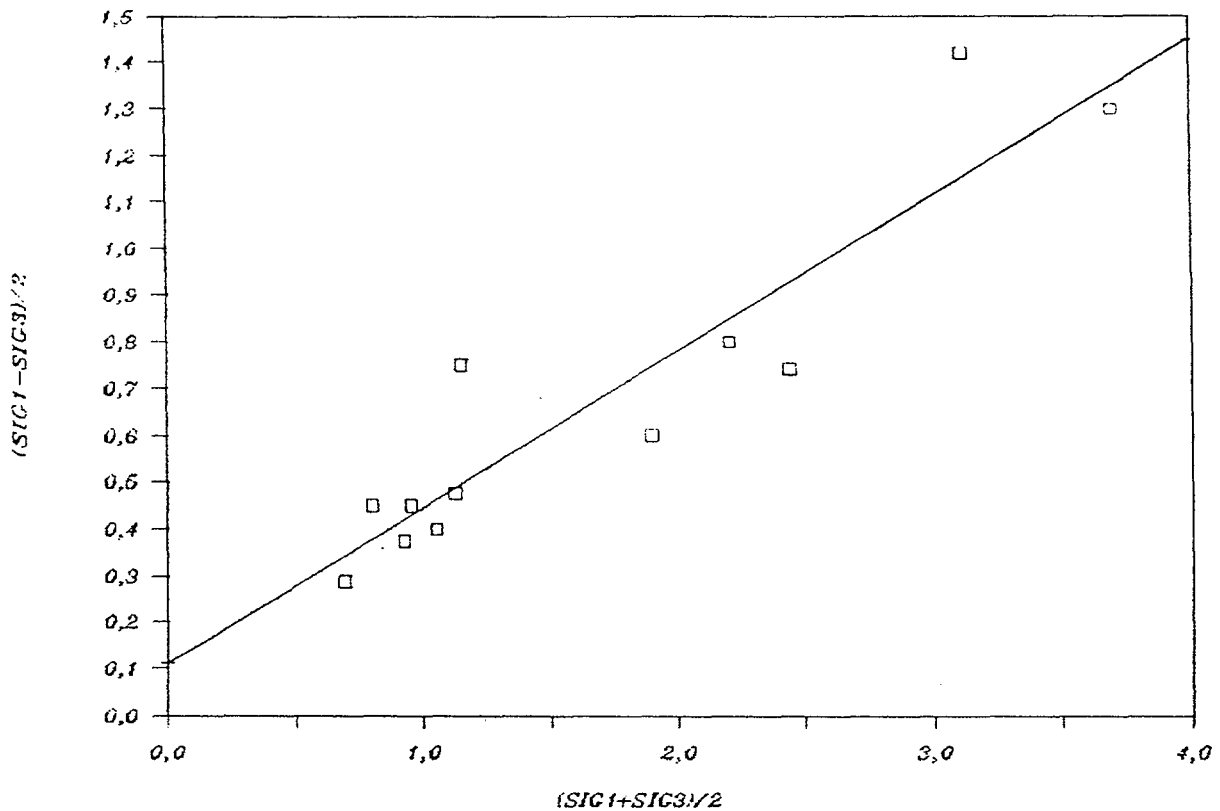


Fig. 6.17.- Curvas de rotura en ensayos triaxiales CU sobre muestras de estériles

ESTEFILES ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0.111394	4927	1.25	0.35	0.800	0.450
Err Std de Y Est	0.145080	4929	0.98	0.40	0.690	0.290
R al Cuadrado	0.852977	4931	1.30	0.55	0.925	0.375
N° de Observaciones	12	4934	1.45	0.65	1.050	0.400
Grados de Libertad	10	4697	1.90	0.40	1.150	0.750
		4699	1.60	0.65	1.125	0.475
Coefficiente(s) X	0.334826	4860	1.40	0.50	0.950	0.450
Err Std de Coef.	0.043958	4667	5.00	2.40	3.700	1.300
		4652	3.18	1.70	2.440	0.740
ANGULO DE ROZAMIENTO:	20	4711	4.54	1.70	3.120	1.420
COHESIÓN.....:	0.118218	4647	2.50	1.30	1.900	0.600
		4649	3.00	1.40	2.200	0.800

Fig. 6.18.- Ensayo CU. Tensiones máximas totales

= $\sigma_1 - \sigma_3/2$), los puntos del ensayo triaxial CU en el conjunto de muestras anterior, sin diferenciar materiales ni por su naturaleza ni por su tiempo de deposición, se obtiene una ley lineal de regresión con un aceptable coeficiente de ajuste para la cual, en presiones totales, los parámetros de resistencia al corte son $c = 0,12 \text{ Kg/cm}^2$; $\phi = 20^\circ$. Para la presión vertical de $1,4 \text{ Kg/cm}^2$, que representa la mitad de la altura de los diques, resulta, en la hipótesis $c = 0$, un valor equivalente ϕ del orden de 25° (valor medio para estériles nuevos y antiguos).

En el caso de comparar estos valores con los que se obtienen a partir de la relación existente entre el ángulo de fricción interna, ϕ_d , correspondiente a un medio incoherente libremente drenante, y la resistencia a la penetración estática propuesta por Miura, ya citada, dada por la expresión $\phi_d - 36 = 0.0625 (q_c - 170)$, se comprueba que en este caso, aún siendo un medio cohesivo, para valores de q_c medios dados por:

Estériles modernos:		
Penetración	Nº	$q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
	PE-1	6.5
	PE-2	8.62
	PE-3	8.59
	PE-4	5.27
	PE-5	7.05

la correlación establece valores de ϕ_{cu} en torno a los 25° , para el depósito más superficial de estériles modernos, que resulta coincidente con el valor obtenido, para parámetros en totales, mediante ensayos de laboratorio. En los depósitos de estériles antiguos, la correlación anterior establece valores de ϕ_{cu} en torno a 27° , según resulta de considerar los resultados de resistencia q_c obtenidos:

Penetración	Nº	q_c (kg/cm ²)
	PE-1	16.1
	PE-2	17.03
	PE-3	14.88
	PE-4	13.89
	PE-5	19.16

Este incremento de resistencia detectado en los ensayos "in situ" y, para el cual, los ensayos de laboratorio reflejan "menor sensibilidad" se ha tomado en consideración adoptando, para presiones totales, valores del ángulo de rozamiento interno de los estériles limo-arcillosos de:

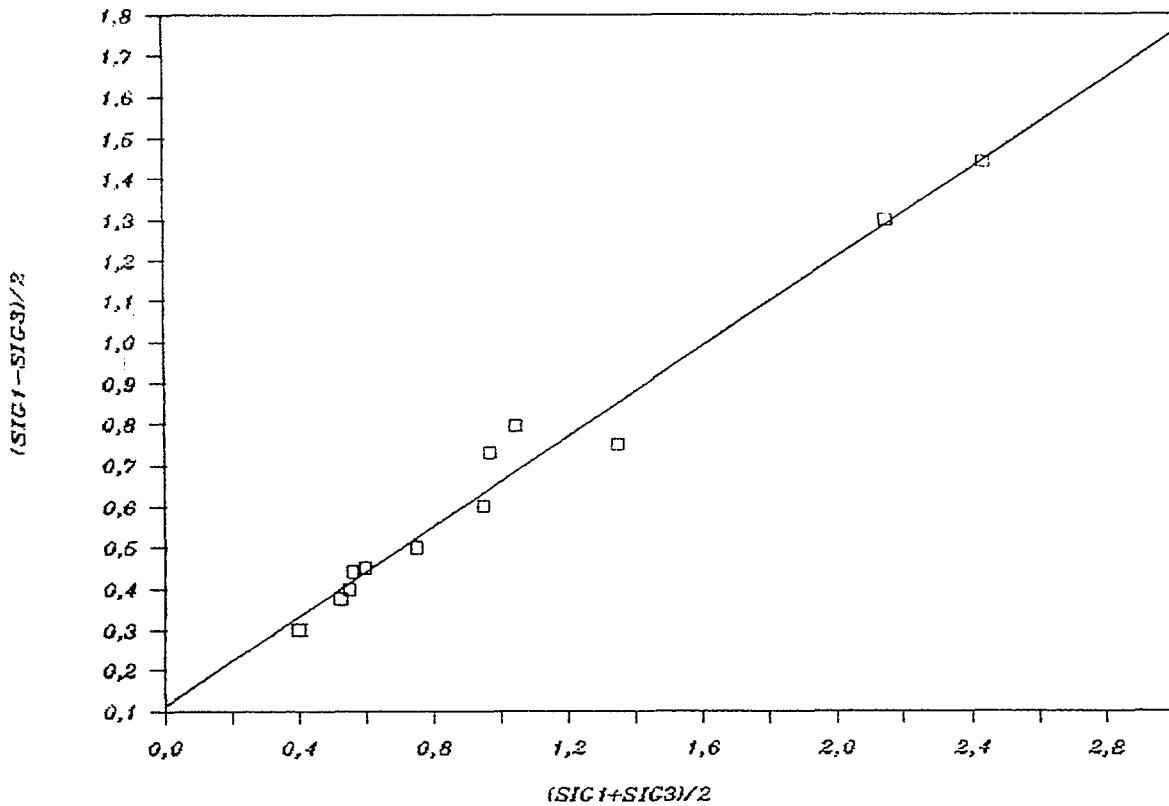
$\phi = 25^\circ$ para estériles nuevos

$\phi = 27^\circ$ para estériles antiguos

Esta coincidencia, que no puede generalizarse, al haber sido establecida la expresión de Miura para medios libremente drenantes, indicaría que podría adoptarse, en el caso particular de los estériles analizados, la citada expresión, como válida para la interpretación de la resistencia al corte, en condiciones de consolidación previa y rotura posterior sin drenaje (rotura rápida en los ensayos de penetración), referida a presiones totales para los estériles de textura fina estudiados.

Sobre el mismo conjunto de muestras, cuyos parámetros de resistencia en presiones totales se ajustan a las correlaciones de los ensayos de penetración, se ha determinado la recta de regresión correspondiente al diagrama (p' , q') (presiones efectivas), fig. 6.19. Se observa aquí también que el coeficiente de regresión es muy alto y se obtienen, para presiones efectivas, valores de los parámetros de resistencia al corte (medios, para estériles nuevos y antiguos) $c' = 0,11$ Kg/cm²; $\phi' = 29^\circ$.

ESTERILES ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0.113013	4927	1.05	0.15	0.600	0.450
Err Std de Y Est	0.058370	4929	0.70	0.10	0.400	0.300
R al Cuadrado	0.976457	4931	0.90	0.15	0.525	0.375
N° de Observaciones	12	4934	0.95	0.15	0.550	0.400
Grados de Libertad	10	4697	1.70	0.24	0.970	0.730
		4699	1.25	0.25	0.750	0.500
Coficiente(s) X	0.547098	4860	1.00	0.12	0.560	0.440
Err Std de Coef.	0.026863	4667	3.45	0.85	2.150	1.300
		4652	2.10	0.60	1.350	0.750
ANGULO DE ROZAMIENTO:	29	4711	3.88	1.00	2.440	1.440
COHESIÓN.....:	0.113013	4647	1.55	0.35	0.950	0.600
		4649	1.84	0.25	1.045	0.795

Fig. 6.19.- Ensayo CU. Tensiones máximas efectivas

6.3.3. Ensayos triaxiales de tipo consolidado y con drenaje (CD)

Con las muestras de estériles arcillosos y limo-arcillosos que se detallan en la tabla 6.4 se han realizado ensayos triaxiales de tipo consolidado y con drenaje. Se han tallado y ensayado dos probetas por muestra, la primera de las cuales, denominada probeta I, se ha consolidado a una presión de célula aproximadamente igual al doble de la tensión octaédrica "in situ", y la segunda, probeta II, a una presión aproximada a la octaédrica estimada como la existente en el terreno.

Las muestras se han agrupado en dos tipos de materiales, arcilla y limo, según lo siguiente:

ARCILLA: muestras 4932, 4944, 4946 y 4948

LIMO : muestras 4937, 4940 y 4942

Las curvas de rotura obtenidas en los ensayos se recogen en la fig. 6.20, para las probetas I, consolidadas al doble de la tensión octaédrica, y en la fig. 6.21, para las probetas II, consolidadas a la tensión octaédrica.

Debido a la forma anómala de la curva de rotura de la muestra 4938 (probeta I), se ha descartado ésta para el cálculo de los parámetros resistentes de los materiales.

El resto de las curvas de rotura ofrece en general la forma siguiente: un codo o quiebro de pendiente a deformaciones pequeñas y un progresivo y posterior aumento de la tensión desviadora, sin alcanzarse un máximo, en la mayoría de los casos, para deformaciones inferiores al 20%.

Dadas estas peculiaridades, se han obtenido los parámetros resistentes (en concreto el ángulo de rozamiento, pues la cohesión se ha

Tabla 6.4.- Resumen de muestras de estériles utilizadas en ensayo triaxial de tipo consolidado y con drenaje (CD)

Muestra	Sondeo	Profundidad (m)	Identificación	Probeta	Densidad seca inicial (g/cm ³)	Humedad inicial (%)	Presión de consolidación (kg/cm ²)
4932	SC-1bis	4.34-4.64	Arcilla	I	1.05	59.0	1.2
				II	1.06	59.1	0.6
4937	SC-1bis	5.69-5.99	Limo arcilloso	I	1.05	59.2	1.5
				II	1.03	61.1	0.75
4938	SC-1bis	5.99-6.30	Limo arcilloso	I	0.92	78.1	1.6
				II	0.94	74.7	0.8
4940	SC-1bis	6.63-6.95	Limo arcilloso	I	1.10	53.5	1.8
				II	1.14	52.7	0.9
4942	SC-1bis	7.27-7.60	Limo arcilloso	I	1.06	57.0	2.0
				II	1.07	58.0	1.0
4944	SC-1bis	7.93-8.25	Arcilla	I	1.17	49.9	2.2
				II	1.14	51.2	1.1
4946	SC-1bis	8.59-8.92	Arcilla	I	1.03	62.3	2.5
				II	1.03	61.4	1.25
4948	SC-1bis	9.32-9.62	Arcilla	I	1.00	47.8	2.5
				II	1.03	48.2	1.25

ENSAYOS "CD"

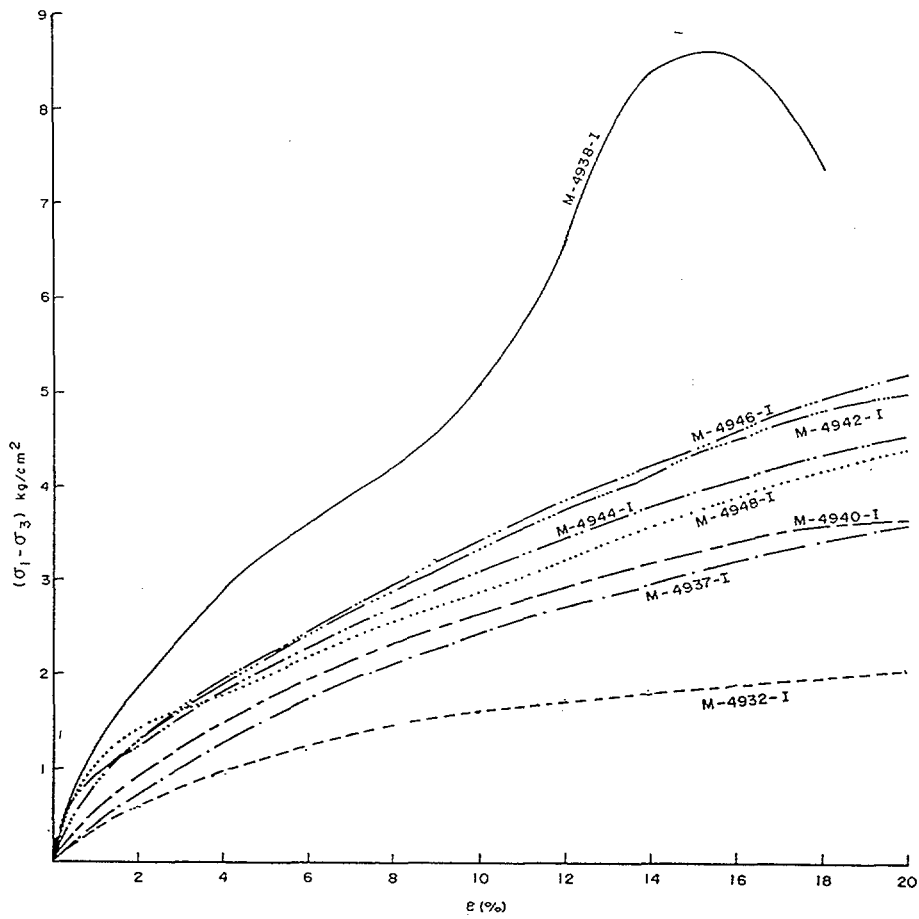


Fig. 6.20.- Curvas de rotura en ensayos triaxiales CD sobre muestras de estériles. (Probetas I)

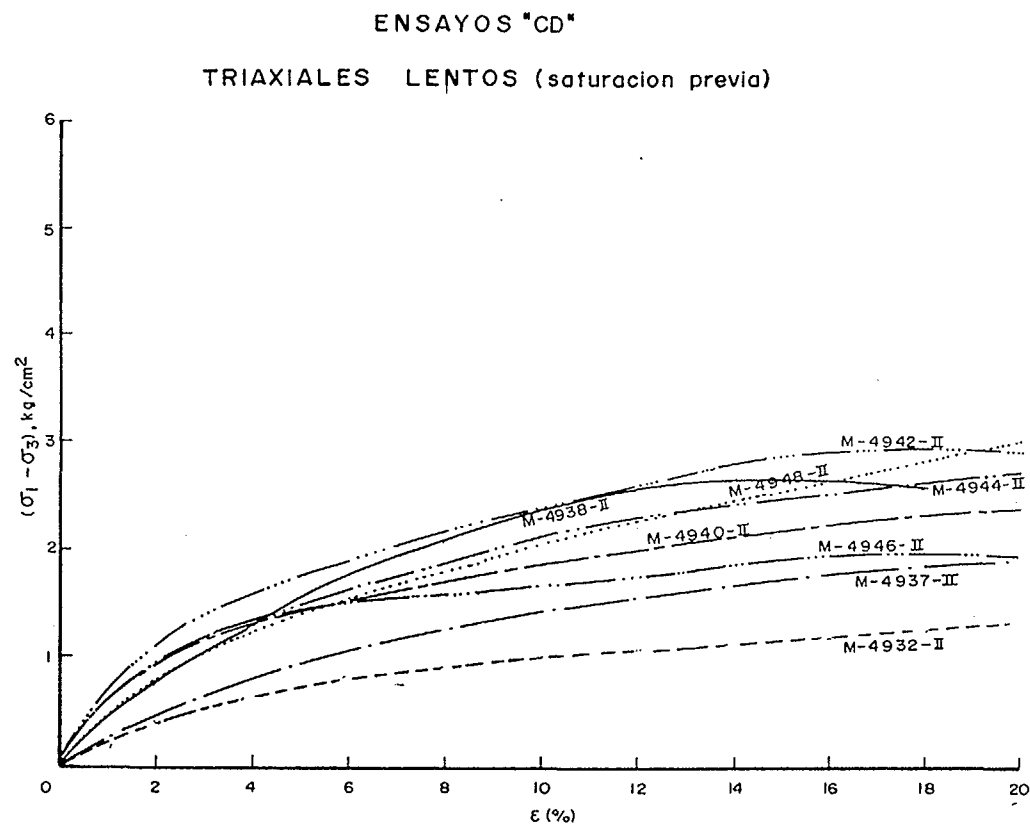


Fig. 6.21.- Curvas de rotura en ensayos triaxiales CD sobre muestras de estériles. (Probetas II)

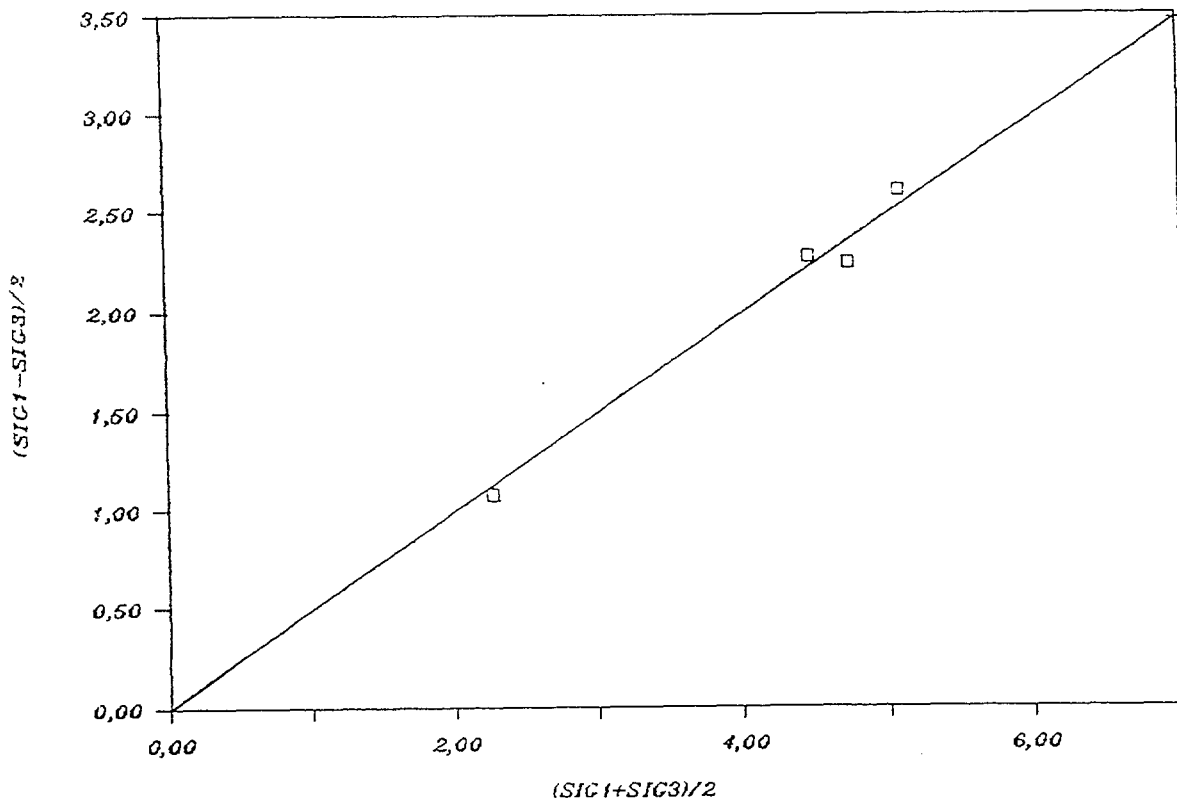
supuesto nula) para los dos materiales, arcilla y limo, separando las probetas tipo I de las probetas tipo II y considerando tres criterios distintos para identificar la tensión desviadora de rotura.

El primer criterio ha consistido en considerar la tensión desviadora máxima alcanzada dentro del intervalo de deformaciones inferiores al 20%. El segundo criterio ha sido tomar el desviador último de fin del ensayo de rotura, coincidente en casi todos los casos con el correspondiente a la deformación del 20%. El tercer criterio ha consistido en considerar el desviador de tensiones denominado de máxima curvatura, que es el del punto de codo o quiebro de la curva de rotura, cuando lo hay, y cuando no, el desviador máximo.

Con estos criterios se han dibujado los gráficos $p'-q'$ que se muestran en las figs. 6.22 a 6.33. En ellos se han determinado las rectas de regresión correspondientes a cada caso concreto, y a partir de las mismas, y con el mismo criterio de interpretación del diagrama $p'-q'$ ya expuesto, se ha obtenido el ángulo de rozamiento suponiendo cohesión nula. En la tabla 6.5 se resumen los valores de ϕ' obtenidos para cada uno de los casos. Como puede apreciarse, en general, el ángulo de fricción interna es menor para los casos I (tensión de confinamiento doble) que para los casos II. Ello implica que los materiales limo-arcillosos nuevos ensayados exhiben un ligero grado de sobreconsolidación, siendo el ángulo de rozamiento interno equivalente en presiones efectivas (hipótesis $c' = 0$) por ello superior al valor de dicho ángulo correspondiente a material limo-arcilloso normalmente consolidado (casos I).

A efectos de obtener unos parámetros de resistencia al corte, en presiones efectivas, se ha adoptado el criterio de considerar los valores correspondientes al codo o quiebro de la curva de rotura (desviador curvatura máxima), por entender que los estériles presentan estructura metaestable (ver fig. 6.33 bis), en la que en la zona del cambio de curvatura se produce una modificación de su comportamiento, por evolución brusca de estructura, lo que

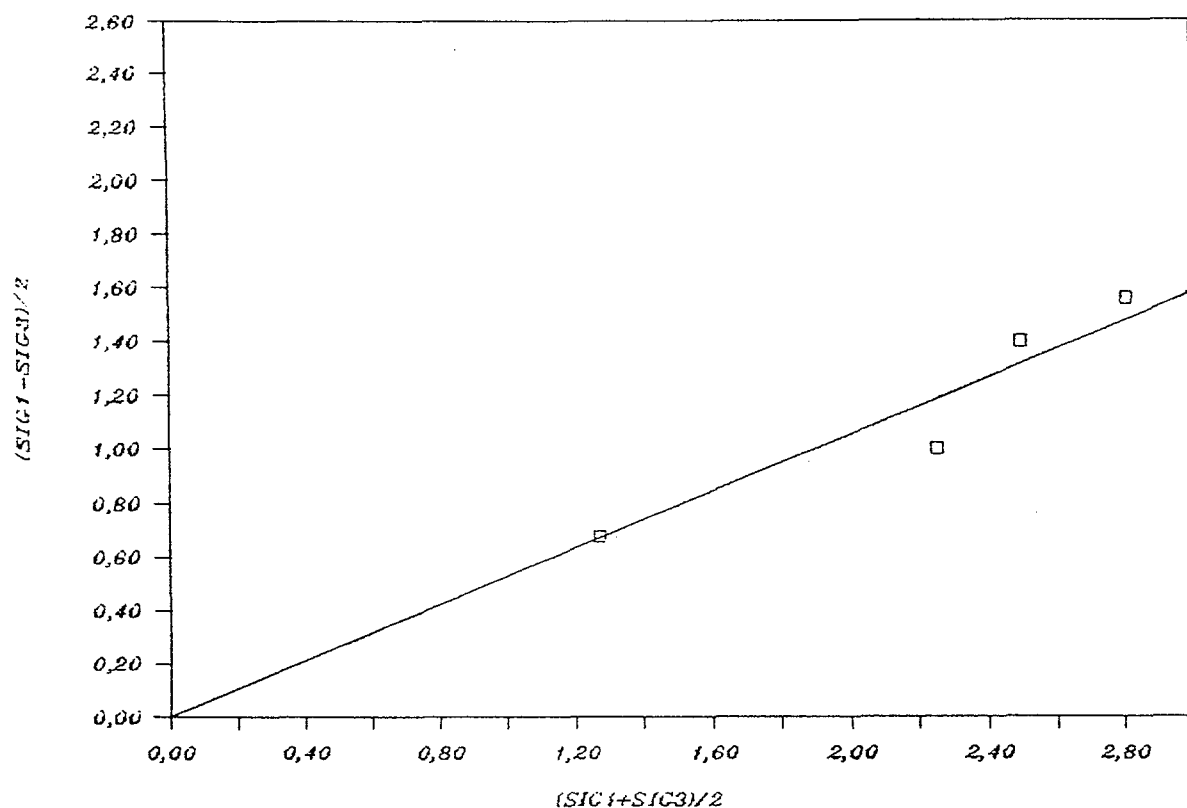
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4932	3.35	1.20	2.275	1.075
Err Std de Y Est	0.087909	4944	6.75	2.20	4.475	2.275
R al Cuadrado	0.982696	4948	6.98	2.50	4.740	2.240
N° de Observaciones	4	4946	7.70	2.50	5.100	2.600
Grados de Libertad	3					
Coeficiente(s) X 0.495445						
Err Std de Coef. 0.010241						
ANGULO DE ROZAMIENTO: 30						
COHESIÓN.....: 0						

Fig. 6.22.- Ensayo CD. Muestras de arcilla. Tensiones desviadoras máximas. (Probetas I)

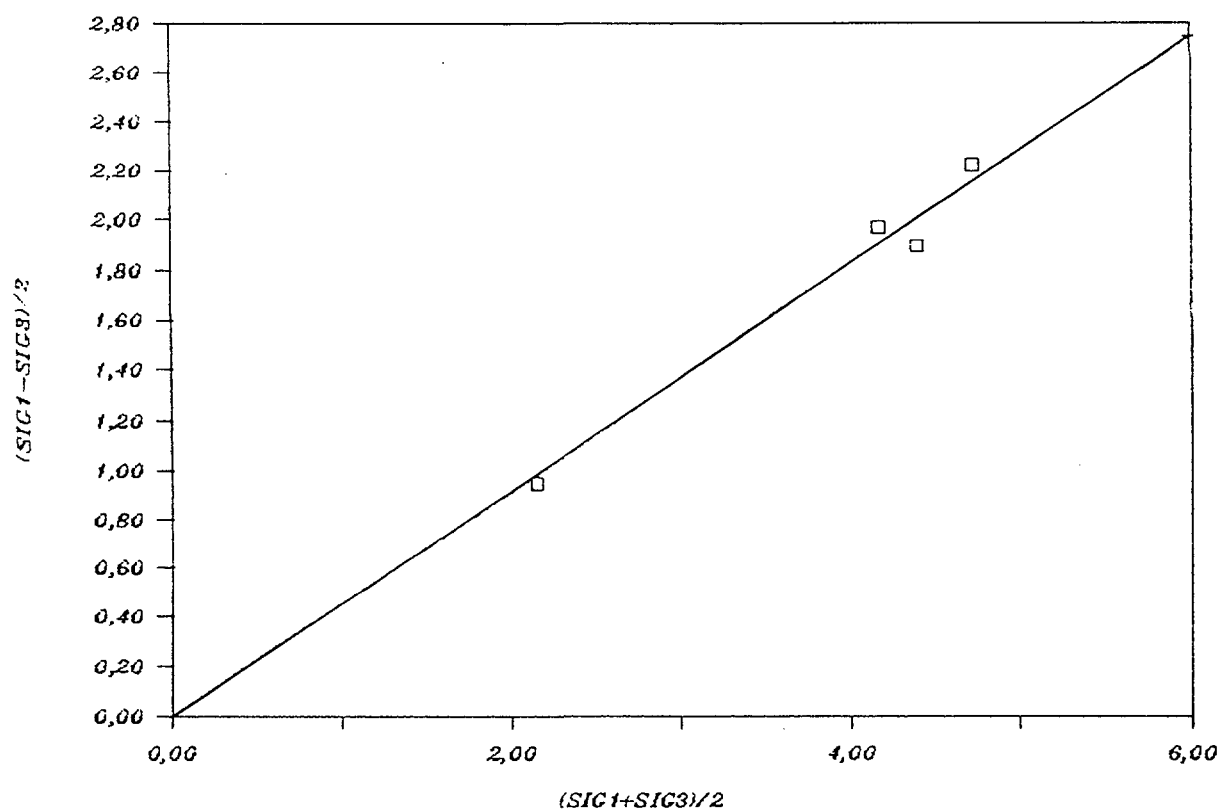
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4932	1.95	0.60	1.275	0.675
Err Std de Y Est	0.125923	4944	3.90	1.10	2.500	1.400
R al Cuadrado	0.900568	4948	4.37	1.25	2.810	0.560
N° de Observaciones	4	4946	3.25	1.25	2.250	1.000
Grados de Libertad	3					
Coeficiente(s) X 0.527700						
Err Std de Coef. 0.027587						
ANGULO DE ROZAMIENTO:	32					
COHESIÓN.....:	0					

Fig. 6.23.- Ensayo CD. Muestras de arcilla. Tensiones desviadoras máximas. (Probetas II)

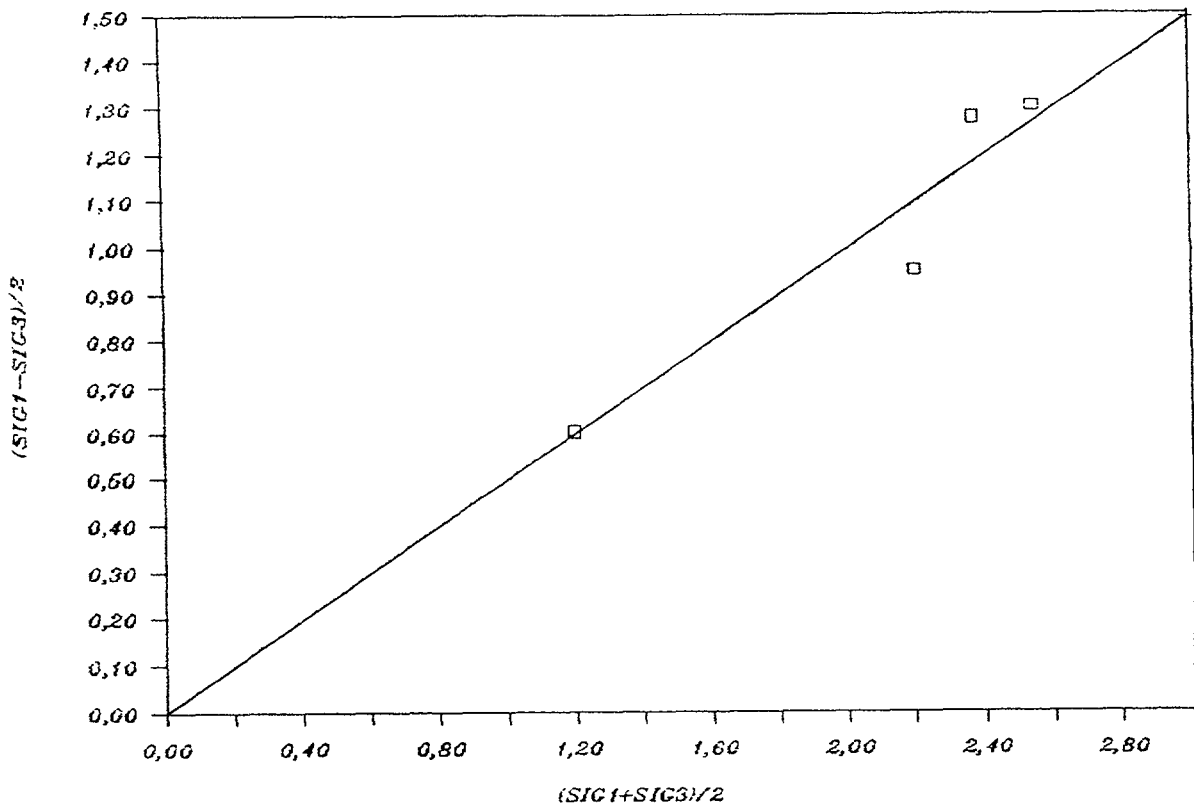
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1-SIG3	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4932	1.90	3.10	1.20	2.150	0.950
Err Std de Y Est	0.085877	4944	3.95	6.15	2.20	4.175	1.975
R al Cuadrado	0.976415	4948	3.80	6.30	2.50	4.400	1.900
N° de Observaciones	4	4946	4.45	6.95	2.50	4.725	2.225
Grados de Libertad	3						
Coeficiente(s) X 0.457512							
Err Std de Coef. 0.010756							
ANGULO DE ROZAMIENTO: 27							
COHESIÓN.....: 0							

Fig. 6.24.- Ensayo CD. Muestras de arcilla. Desviadores últimos. (Probetas I)

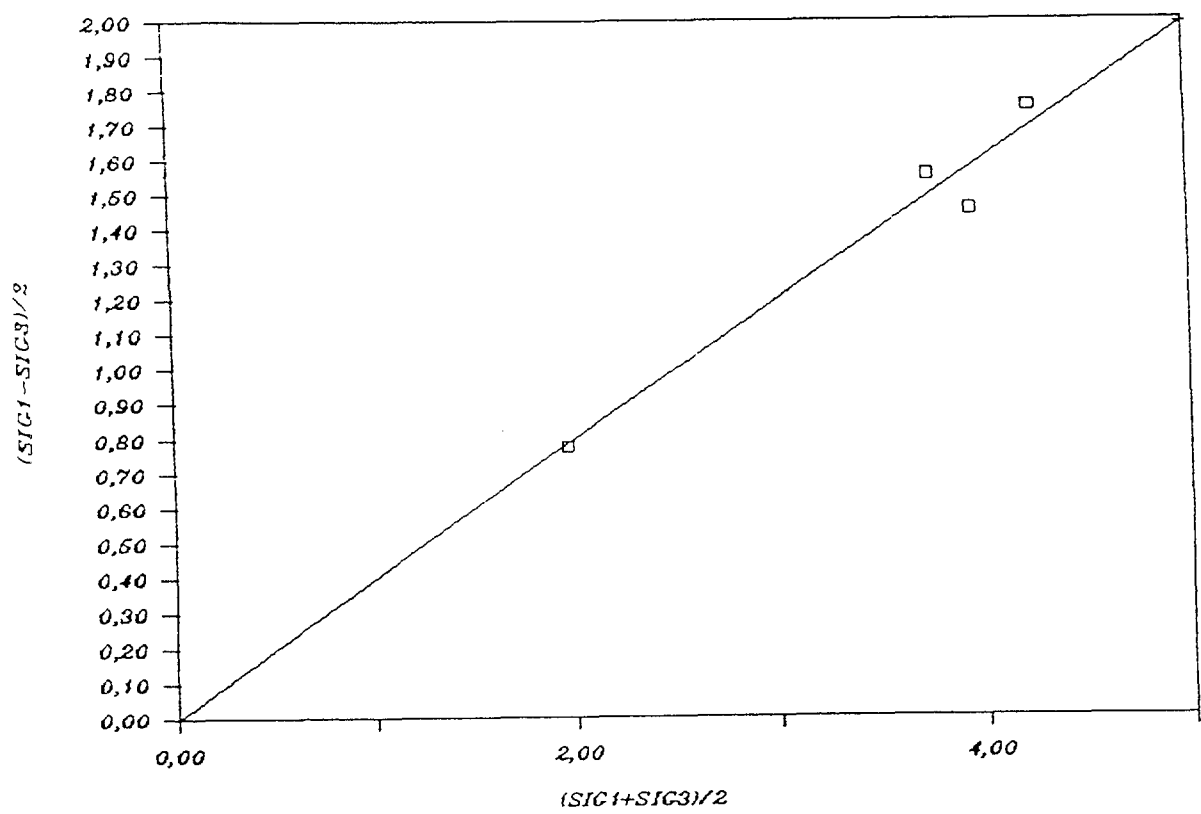
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1-SIG3	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4932	1.2	1.8	0.6	1.200	0.600
Err Std de Y Est	0.100988	4944	2.55	3.65	1.1	2.375	1.275
R al Cuadrado	0.905631	4948	2.6	3.85	1.25	2.550	1.300
N° de Observaciones	4	4946	1.9	3.15	1.25	2.200	0.950
Grados de Libertad	3						
Coeficiente(s) X		0.496828					
Err Std de Coef.		0.023528					
ANGULO DE ROZAMIENTO:		30					
COHESIÓN.....:		0					

Fig. 6.25.- Ensayo CD. Muestras de arcilla. Desviadores últimos. (Probetas II)

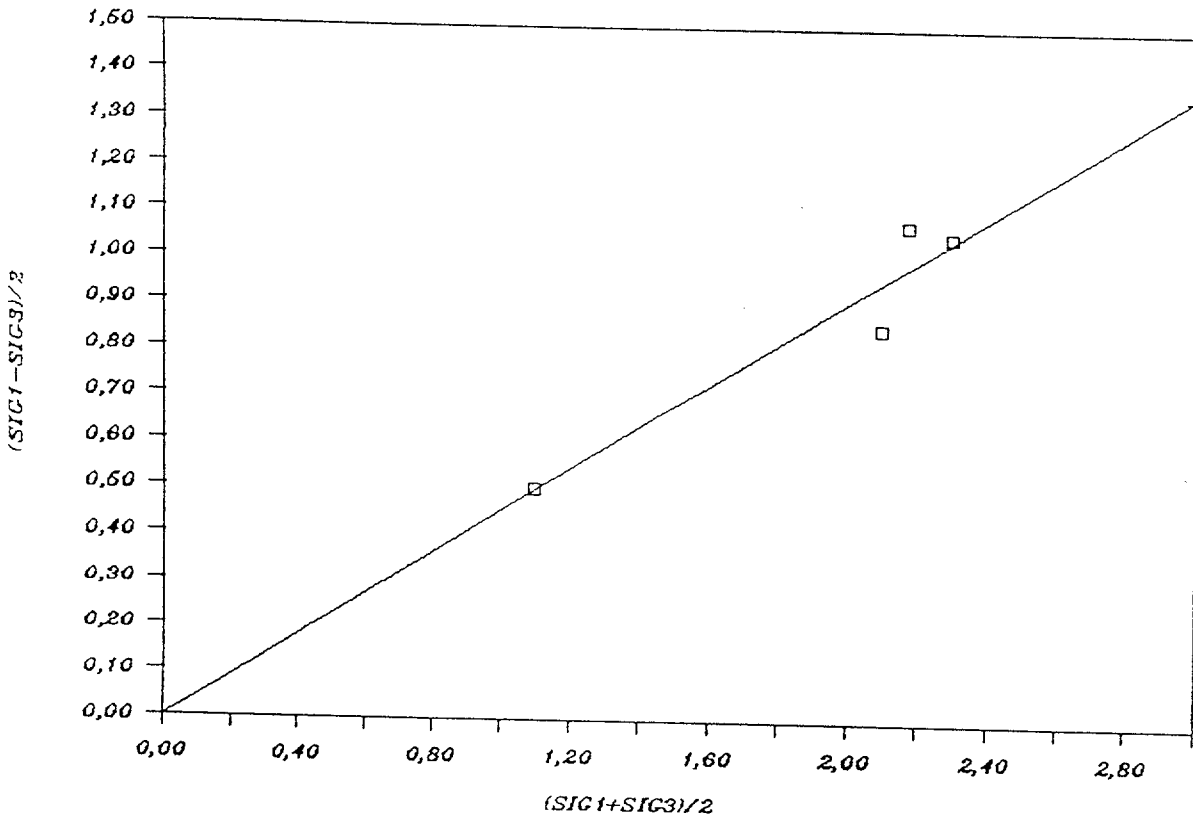
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		DESVIADORES DEFOR=10 PROBETA I ENSAYO CD, MUESTRAS DE ARCILLA					
		N. DE MUESTRA	SIG1-SIG3	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4932	1.55	2.75	1.20	1.975	0.775
Err Std de Y Est	0.085104	4944	3.10	5.30	2.20	3.750	1.550
R al Cuadrado	0.959516	4948	2.90	5.40	2.50	3.950	1.450
N° de Observaciones	4	4946	3.50	6.00	2.50	4.250	1.750
Grados de Libertad	3						
Coeficiente(s) X 0.397227							
Err Std de Coef. 0.011844							
ANGULO DE ROZAMIENTO: 23							
COHESIÓN.....: 0							

Fig. 6.26.- Desviador curvatura máxima. (Probetas I)

ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:

Constante
Err Std de Y Est
R al Cuadrado
N° de Observaciones
Grados de Libertad

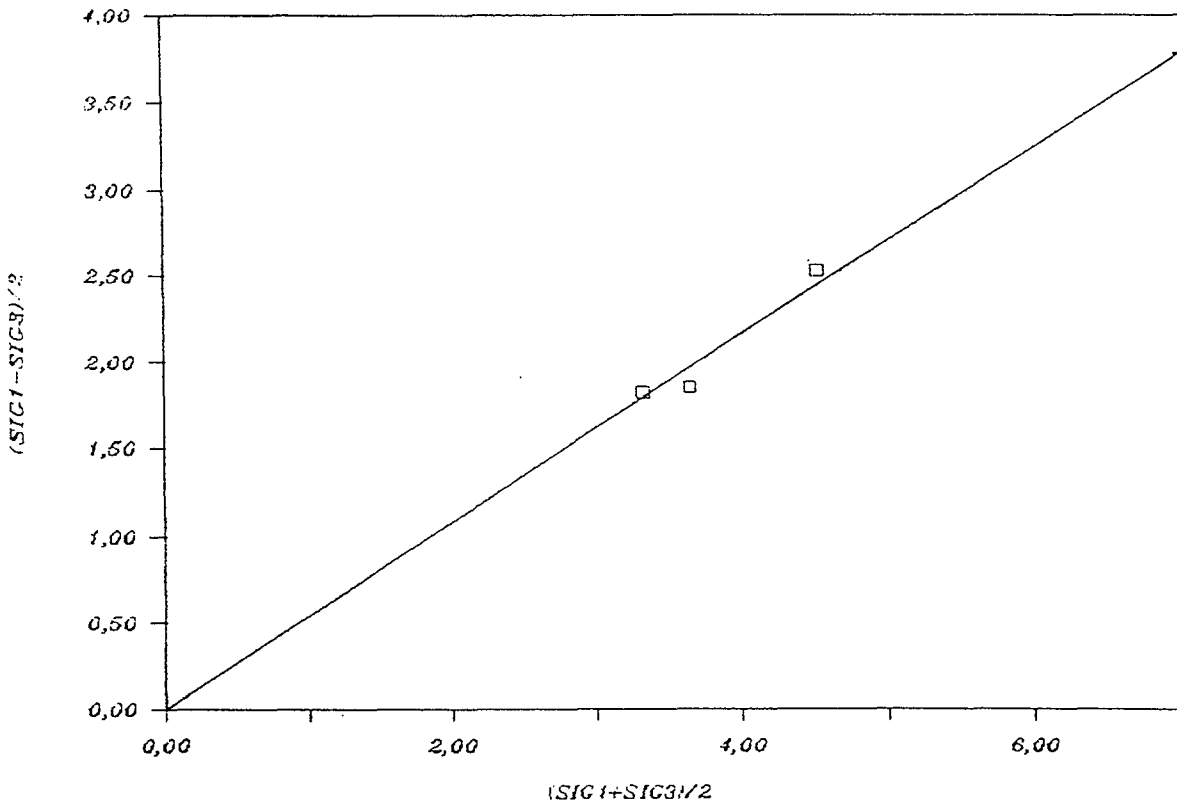
DESVIADORES DEFOR=10 PROBETA II ENSAYO CD, MUESTRAS ARCILLA						
	N. DE MUESTRA	SIG1-SIG3	SIG1	SIG3	P	Q
0	4932	1	1.6	0.6	1.100	0.500
0.078273	4944	2.15	3.25	1.1	2.175	1.075
0.913185	4948	2.1	3.35	1.25	2.300	1.050
4	4946	1.7	2.95	1.25	2.100	0.850
3						

Coefficiente(s) X 0.453186
Err Std de Coef. 0.019791

ANGULO DE ROZAMIENTO: 27
COHESIÓN.....: 0

Fig. 6.27.- Desviador curvatura máxima. (Probetas II)

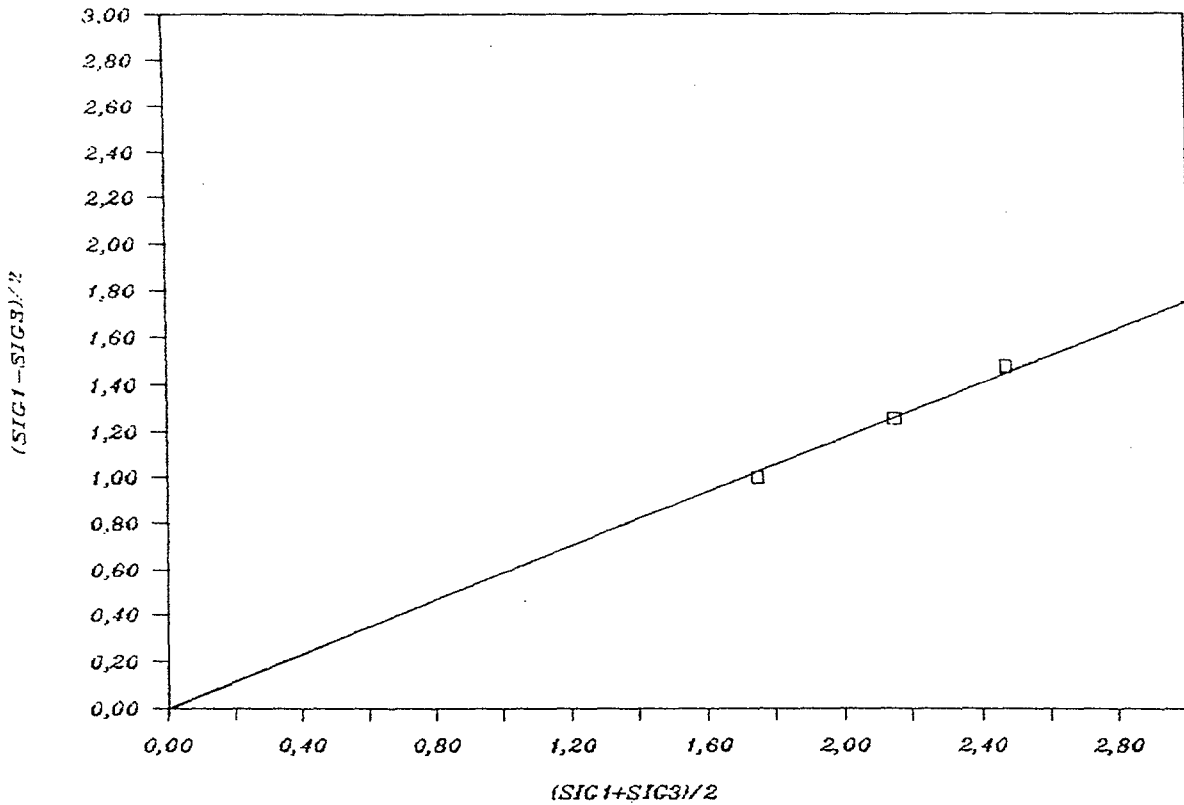
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4942	7.05	2.00	4.525	2.525
Err Std de Y Est	0.105212	4937	5.15	1.50	3.325	1.825
R al Cuadrado	0.929809	4940	5.50	1.80	3.650	1.850
N° de Observaciones	3					
Grados de Libertad	2					
Coeficiente(s) X 0.540562						
Err Std de Coef. 0.015709						
ANGULO DE ROZAMIENTO: 33						
COHESIÓN.....: 0						

Fig. 6.28.- Ensayo CD. Muestras de limos. Tensión desviadora máxima. (Probetas I)

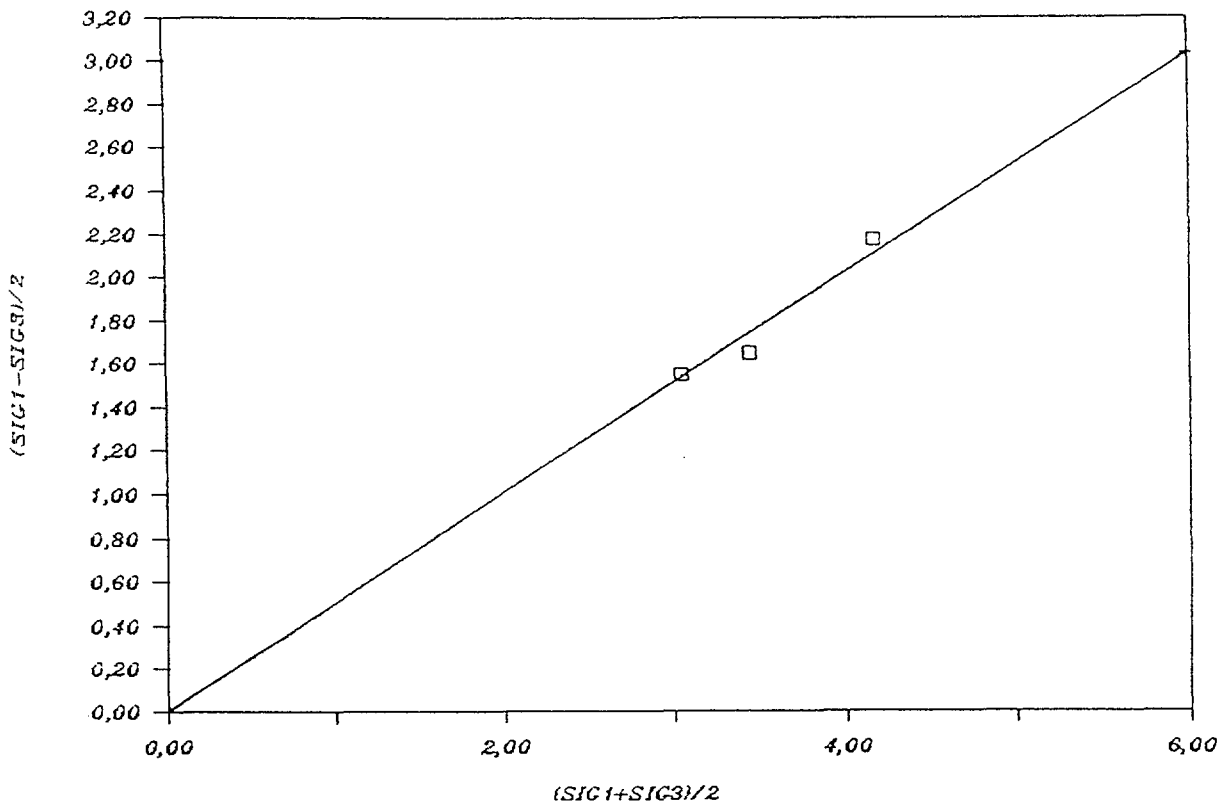
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4942	3.95	1.00	2.475	1.475
Err Std de Y Est	0.026020	4937	2.75	0.75	1.750	1.000
R al Cuadrado	0.988007	4940	3.40	0.90	2.150	1.250
N° de Observaciones	3					
Grados de Libertad	2					
Coeficiente(s) X 0.585645						
Err Std de Coef. 0.007001						
ANGULO DE ROZAMIENTO: 36						
COHESIÓN.....: 0						

Fig. 6.29.- Ensayo CD. Muestras de limos. Tensión desviadora máxima. (Probetas II)

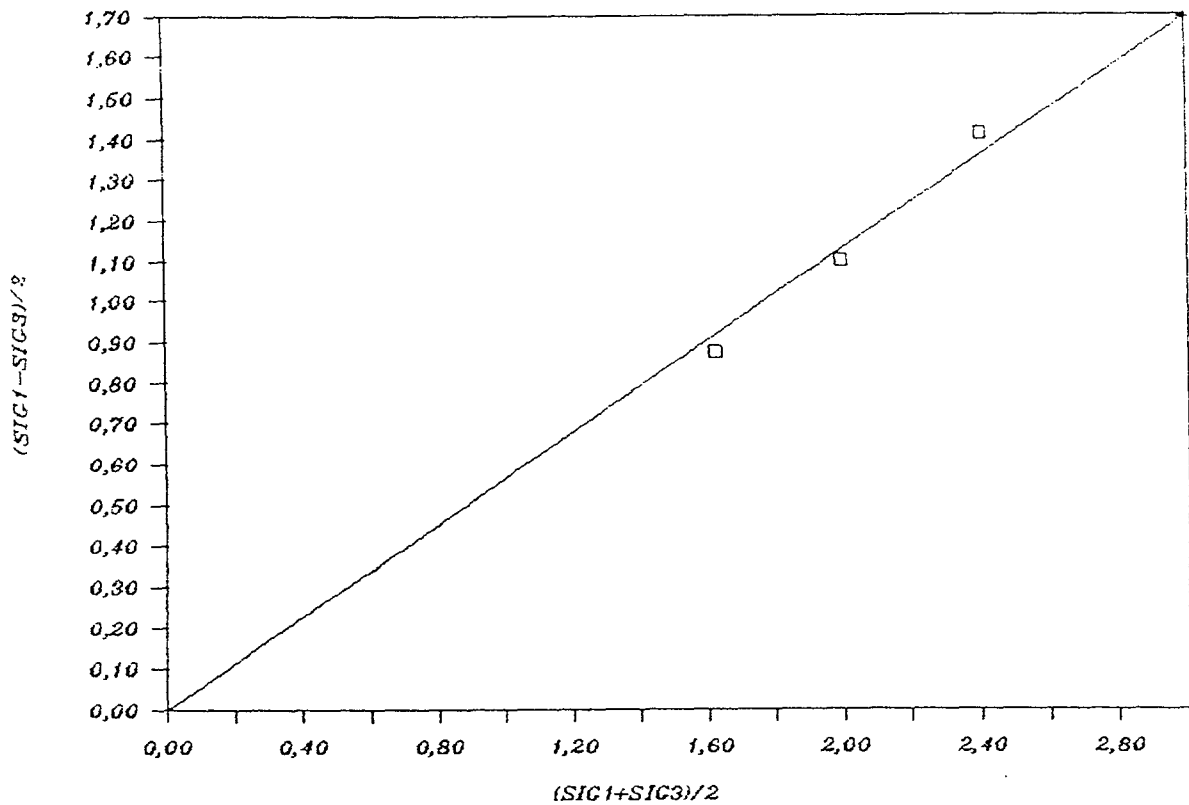
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1-SIG3	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4942	4.35	6.35	2.00	4.175	2.175
Err Std de Y Est	0.080750	4937	3.10	4.60	1.50	3.050	1.550
R al Cuadrado	0.942146	4940	3.30	5.10	1.80	3.450	1.650
N° de Observaciones	3						
Grados de Libertad	2						
Coeficiente(s) X 0.504731							
Err Std de Coef. 0.012991							
ANGULO DE ROZAMIENTO:	30						
COHESIÓN.....:	0						

Fig. 6.30.- Ensayo CD. Muestras de limos. Desviadores últimos. (Probetas I)

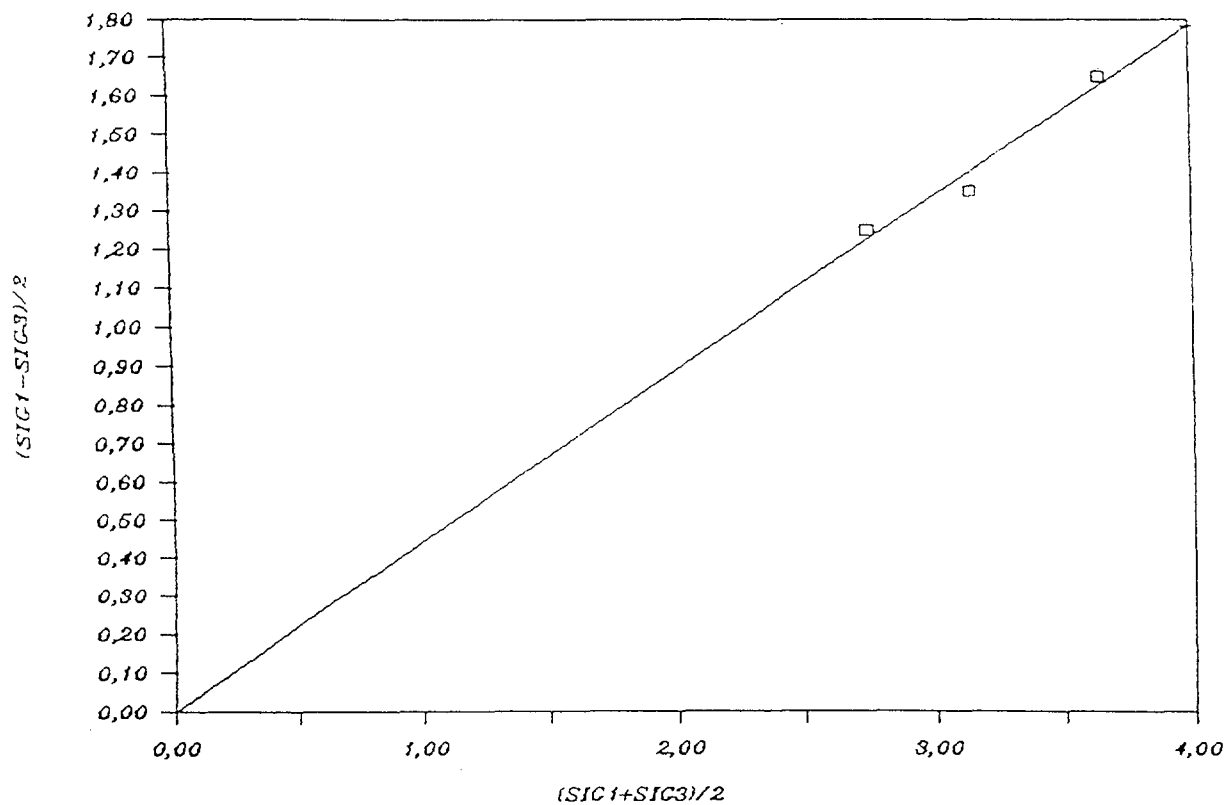
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG1-SIG3	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4942	2.82	3.82	1.00	2.410	1.410
Err Std de Y Est	0.050411	4937	1.75	2.50	0.75	1.625	0.875
R al Cuadrado	0.964780	4940	2.20	3.10	0.90	2.000	1.100
N° de Observaciones	3						
Grados de Libertad	2						
Coeficiente(s) X 0.563911							
Err Std de Coef. 0.014287							
ANGULO DE ROZAMIENTO:	34						
COHESIÓN.....:	0						

Fig. 6.31.- Ensayo CD. Muestras de limos. Desviadores últimos. (Probetas II)

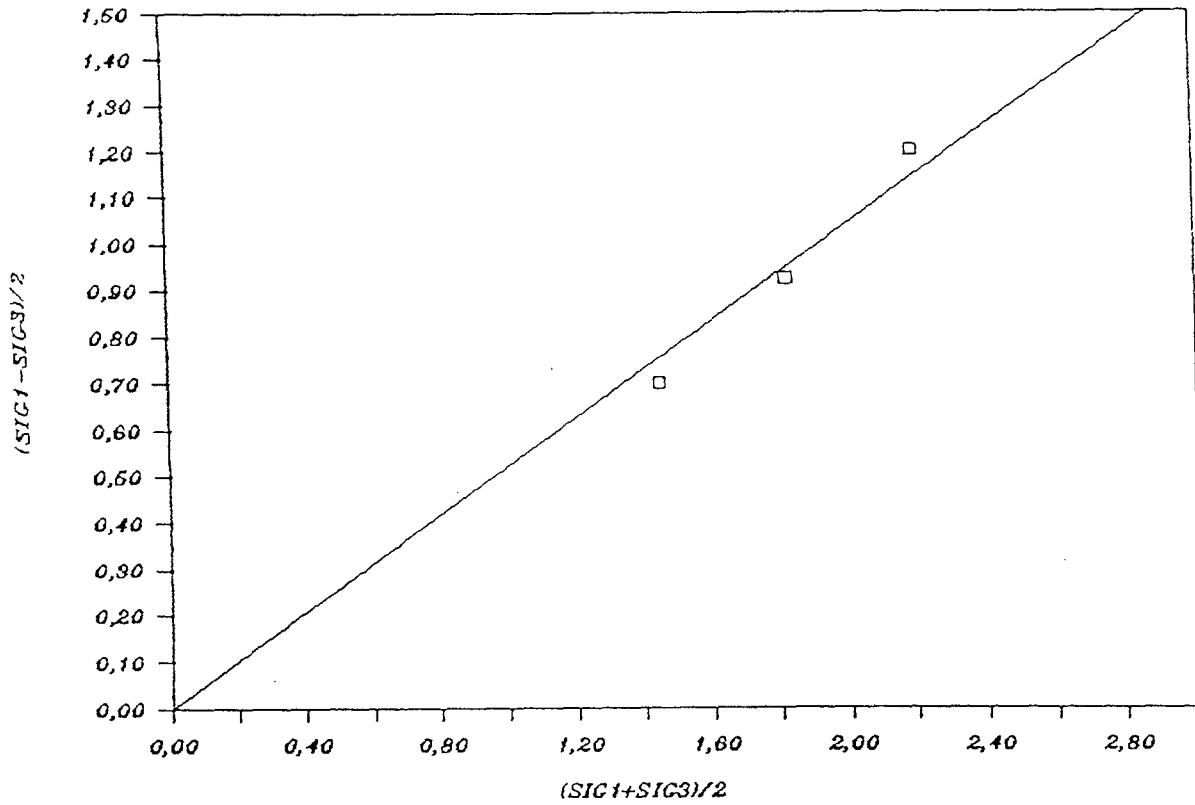
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		DESVIADORES DEFOR'10 PROBETA I ENSAYO CD. MUESTRAS LIMO					
		N. DE MUESTRA	SIG1-SIG3	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4942	3.3	5.3	2.0	3.650	1.650
Err Std de Y Est	0.044887	4937	2.5	4.0	1.5	2.750	1.250
R al Cuadrado	0.953501	4940	2.7	4.5	1.8	3.150	1.350
N° de Observaciones	3						
Grados de Libertad	2						
Coeficiente(s) X 0.445102							
Err Std de Coef. 0.008087							
ANGULO DE ROZAMIENTO: 26							
COHESIÓN.....: 0							

Fig. 6.32.- Desviador curvatura máxima. (Probetas I)

ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		DESVIADORES DEFOR=10 PROBETA II ENSAYO CD, MUESTRAS DE LIMO					
		N. DE MUESTRA	SIG1-SIG3	SIG1	SIG3	P	Q
Constante	0	4942	2.40	3.40	1.00	2.200	1.200
Err Std de Y Est	0.057566	4937	1.40	2.15	0.75	1.450	0.700
R al Cuadrado	0.947153	4940	1.85	2.75	0.90	1.825	0.925
N° de Observaciones	3						
Grados de Libertad	2						
Coeficiente(s) X 0.520107							
Err Std de Coef. 0.017960							
ANGULO DE ROZAMIENTO: 31							
COHESIÓN.....: 0							

Fig. 6.33.- Desviador curvatura máxima. (Probetas II)

Tabla 6.5.- Ángulos de rozamiento obtenidos a partir de ensayos triaxiales de tipo consolidado y con drenaje sobre muestras de estériles

Material	Caso	Tensión máxima	Desviador último	Desviador máxima curva
Arcilla	Probeta I	30°	27°	23°
	Probeta II	32°	30°	27°
Limo	Probeta I	33°	30°	26°
	Probeta II	36°	34°	31°

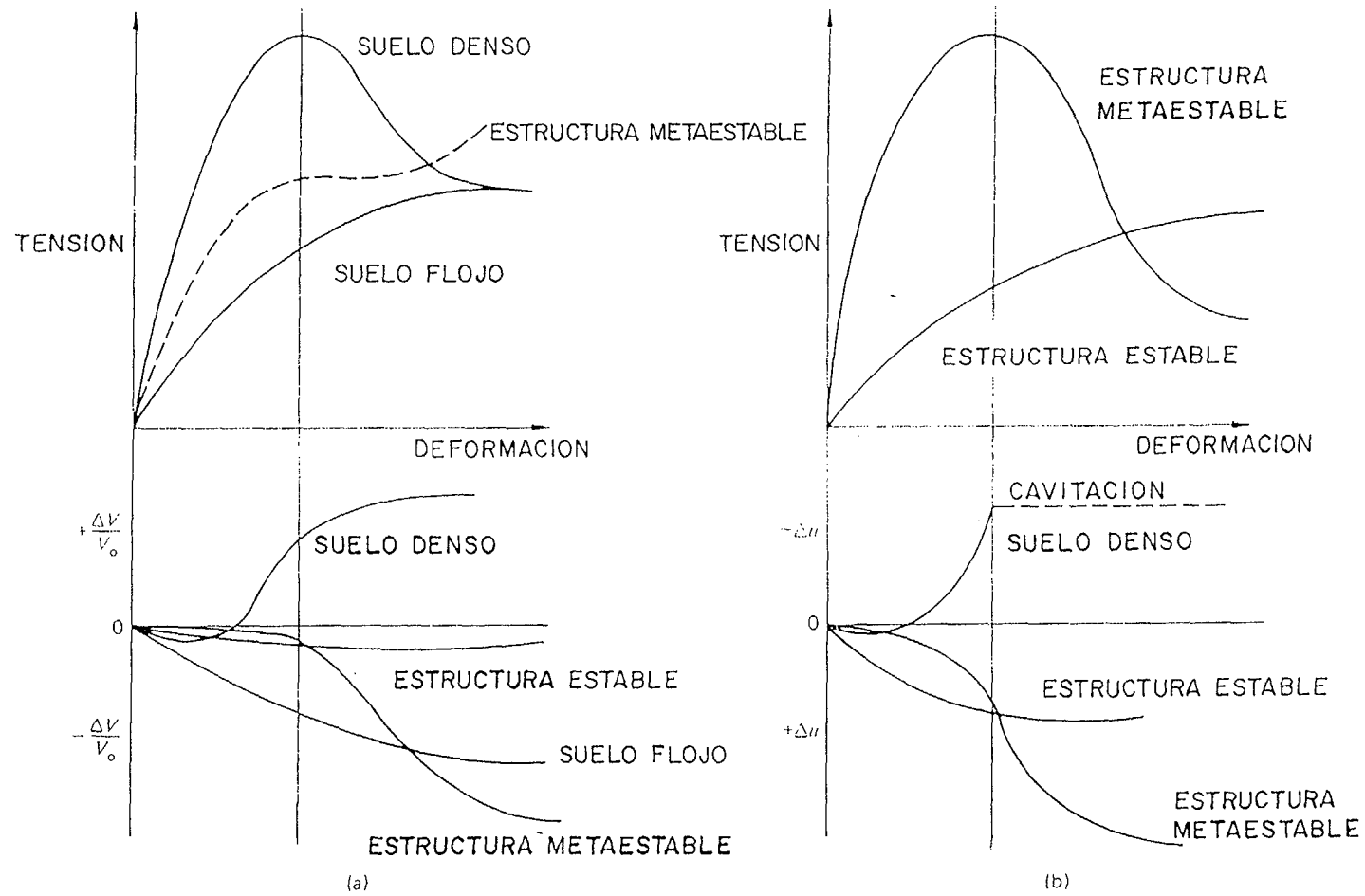


Fig. 6.33 bis.- Cambio de volumen y de presión intersticial durante el corte
 a) Condiciones drenadas
 b) Condiciones no drenadas

lleva asociado una disminución del volumen, con una variación de las tensiones efectivas, del índice de huecos y de la resistencia.

Se obtiene así, para $c' = 0$, valores de $\phi' = 25^\circ$ para los ensayos I y $\phi' = 30^\circ$ para los ensayos II, habiéndose adoptado en ambos casos el valor medio por exceso.

Al comparar los valores ($c' = 0$; $\phi' = 30^\circ$) que representan la resistencia a cortante equivalente obtenida en los ensayos lentos (C-D) sobre muestras de estériles nuevos, con los valores ($c' = 0,11 \text{ Kg/cm}^2$; $\phi' = 29^\circ$) obtenidos, en presiones efectivas, en los ensayos (C-U) sobre muestras de estériles nuevos y antiguos con presiones de confinamiento equivalentes, en ambos casos, a los existentes "in situ", se aprecian discrepancias.

En parte éstas podrían ser achacables a la influencia de las muestras de estériles antiguos en los resultados de los ensayos (C-U). Sin embargo, si se tiene en cuenta que, en los diagramas (p, q) y (p', q') de las figs. 6.18 y 6.19 del apartado anterior, los puntos representativos de estériles limo-arcillosos nuevos y antiguos se alinean en forma casi perfecta habría que concluir que los parámetros en efectivas deducidas de ensayos (C-U) pueden quedar del lado de la inseguridad, tanto por la imprecisa determinación de la presión intersticial en rotura para un material bandeado como el ensayado, como por la propia diferencia de velocidad de ensayo que, en la rotura más rápida, podría introducir alguna componente adicional de resistencia viscosa.

6.3.4. Ensayos de corte directo

Por limitaciones del dispositivo de ensayo inicialmente disponible, sólo se han ensayado, con presión normal equivalente a la efectiva "in situ", muestras correspondientes a los estériles antiguos (profundidad $> 9 \text{ m}$). Los

ensayos se han efectuado en condiciones de rotura rápida, sin y con consolidación previa (ensayos tipo R-R y C-R, respectivamente).

Complementariamente se han efectuado determinaciones de los parámetros residuales de resistencia al corte sobre muestras remoldeadas con índice de huecos y humedad inicial equivalentes a los valores medios obtenidos para estas características, en estériles nuevos (0 - 9 m) y estériles antiguos (9 m en adelante).

En figs. 6.34 y 6.35 se sintetizan los resultados obtenidos.

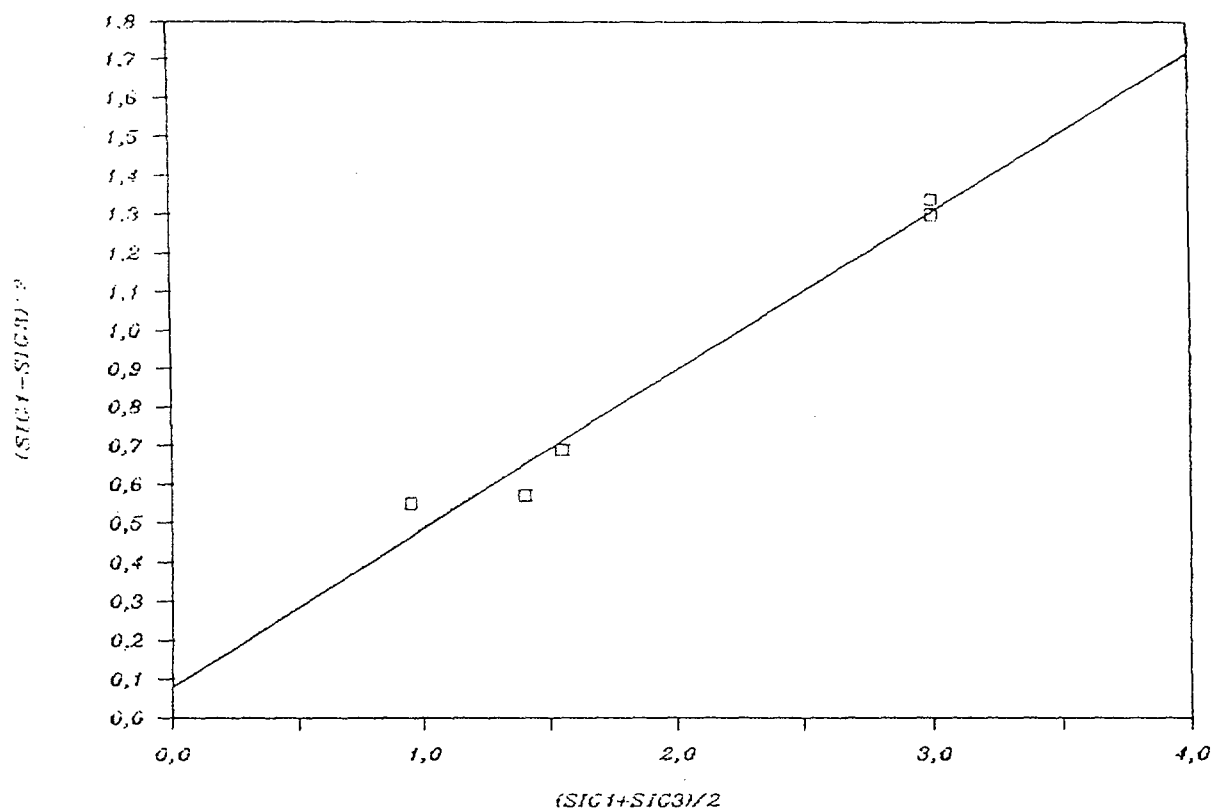
De acuerdo con los valores obtenidos de los ensayos que se reflejan en la fig. 6.36, los ángulos residuales de fricción interna se estiman del orden de 23° en estériles recientes y del orden de 25° en estériles antiguos.

El gráfico de la fig. 6.37 tomada de Hunt (1984) refleja la ley media, determinada en materiales naturales, entre el ángulo residual y el índice de plasticidad (I_p). En el caso que nos ocupa el ángulo ϕ residual medido en laboratorio es más elevado que el correspondiente al índice de plasticidad medio de los estériles. Ello podría ser resultado fundamentalmente tanto del hecho de que en ensayos de identificación y mecánicos se ha empleado agua destilada por no haber sido factible la utilización de agua intersticial del apilamiento de estériles (en todos los sondeos se trataba de medir la presión intersticial existente) como de las características físico-químicas del entorno de las partículas que han sido tratadas químicamente en un proceso diferente del de desintegración química natural.

6.3.5. Parámetros resistentes de estériles recompactados

Se han efectuado ensayos triaxiales del tipo consolidado no

ESTERILES ANDUJAR



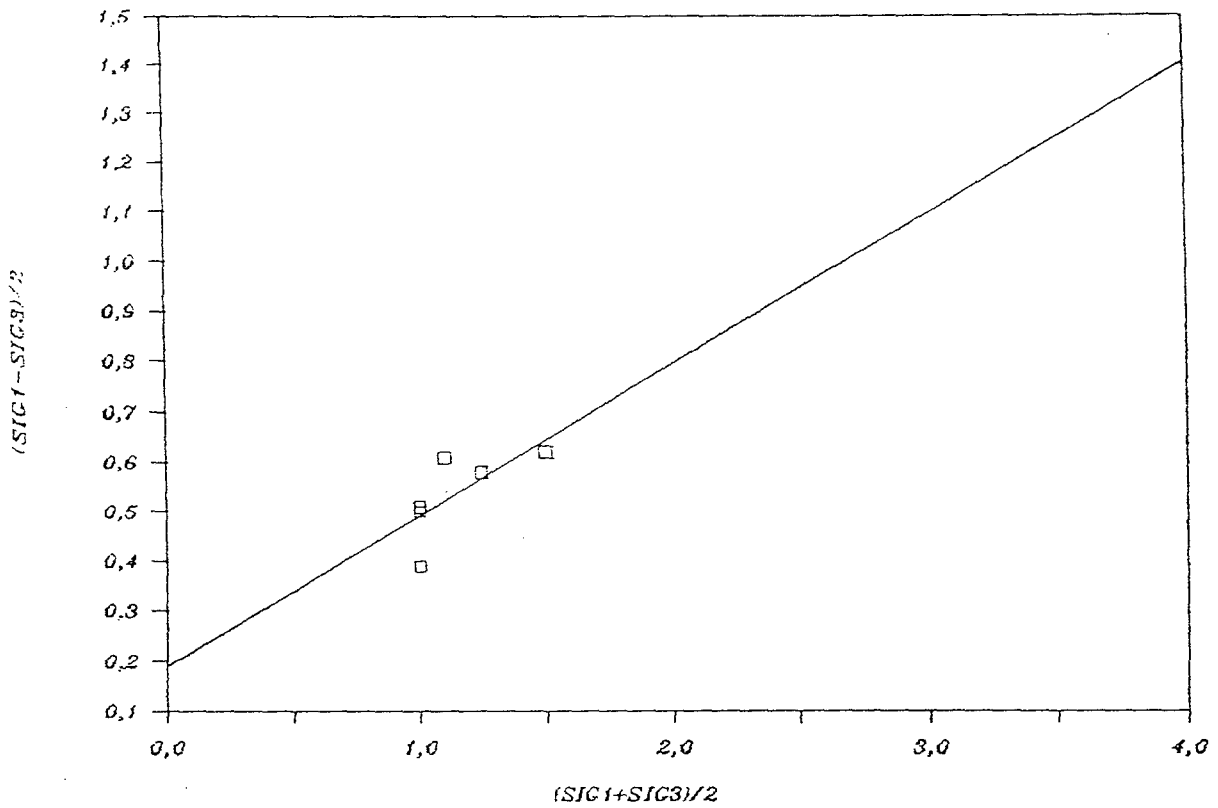
Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG	TAU
Constante	0.079729	4936	0.95	0.55
Err Std de Y Est	0.071105	4948	1.55	0.69
R al Cuadrado	0.975970	4699	3.00	1.30
N° de Observaciones	5	4944	1.40	0.57
Grados de Libertad	3	4667	3.00	1.34

Coefficiente(s) X 0.409227
Err Std de Coef. 0.037152

ANGULO DE ROZAMIENTO: 24
COHESIÓN.....: 0.079729

Fig. 6.34.- Ensayo de corte directo. CR

ESTERILES ANDUJAR



Salida de Regresión:		N. DE MUESTRA	SIG	TAU
Constante	0.188969	4938	1.00	0.39
Err Std de Y Est	0.069255	4946	1.50	0.62
R al Cuadrado	0.491773	4940	1.10	0.61
N° de Observaciones	6	4942	1.25	0.58
Grados de Libertad	4	4699	1.00	0.51
		4860	1.00	0.50
Coeficiente(s) X 0.303092				
Err Std de Coef. 0.154060				
ANGULO DE ROZAMIENTO:		17		
COHESIÓN.....:		0.188969		

Fig. 6.35.- Ensayo de corte directo. RR

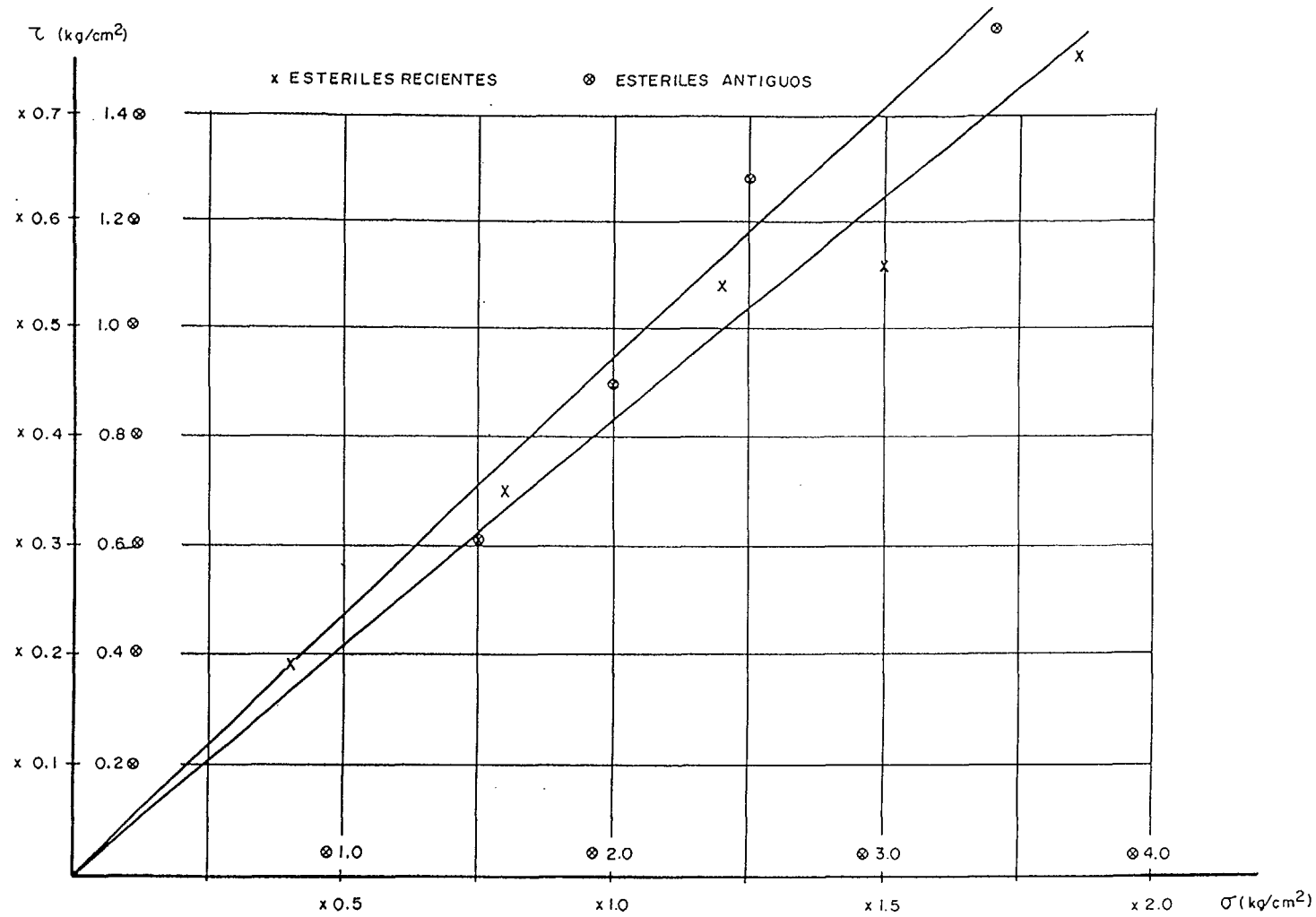


Fig. 6.36.- Determinación ángulo residual

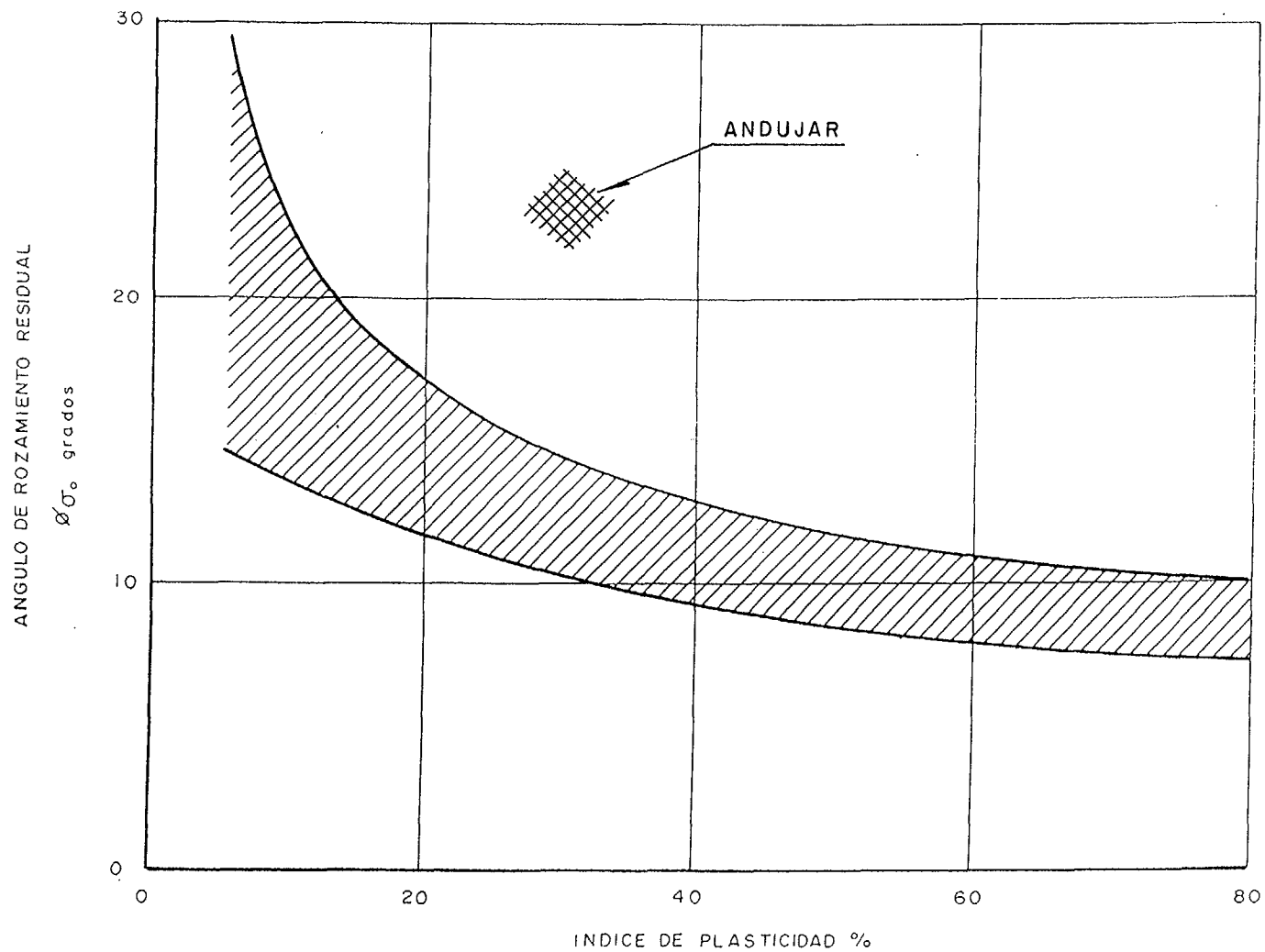


Fig. 6.37.- Estimación del ángulo de rozamiento residual en función del índice de plasticidad

drenado, con medida de presiones intersticiales, sobre muestras de estériles remoldeados, con los cuales se ha buscado la determinación de parámetros resistentes en estériles redepositados y compactados para el recrecimiento de los diques más bajos. A estos efectos se han preparado dos muestras de estériles denominadas mezcla A y mezcla B, obtenidas a base de mezclar material procedente de las muestras de avance de los sondeos. Sobre estas mezclas se han realizado ensayos de caracterización, obteniéndose en los ensayos de compactación Proctor normal, los siguientes resultados:

	Densidad seca máxima g/cm ³	Humedad óptima %
Mezcla A	1,68	16,5
Mezcla B	1,70	18,1

Las densidades secas anteriores corresponden respectivamente a densidades saturadas de 1,86 gr/cm³ para la mezcla A y de 2 gr/cm³ para la mezcla B.

Para la obtención de parámetros conservadores de resistencia al corte se han adoptado para las probetas ensayadas en aparato triaxial, densidades secas del orden del 80% de la densidad máxima Proctor.

De este modo se han obtenido los valores que se recogen a continuación, para las muestras estudiadas. Se ha aplicado siempre el criterio de interpretación de diagramas (p-q) y (p'-q'), en términos de parámetros de corte, ya expuesto.

Para la muestra A:

Presiones efectivas (fig. 6.38)

$$c' = 0,013 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi' = 33^\circ$$

Presiones totales:

$$c = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 20^\circ$$

Para la muestra B:

Presiones efectivas (fig. 6.39)

$$c' = 0,014 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi' = 32^\circ$$

presiones totales:

$$c = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 20^\circ$$

Para el conjunto de resultados obtenidos en las muestras A y B, se han adoptado como valores de resistencia al corte, en presiones efectivas, los siguientes (fig. 6.40):

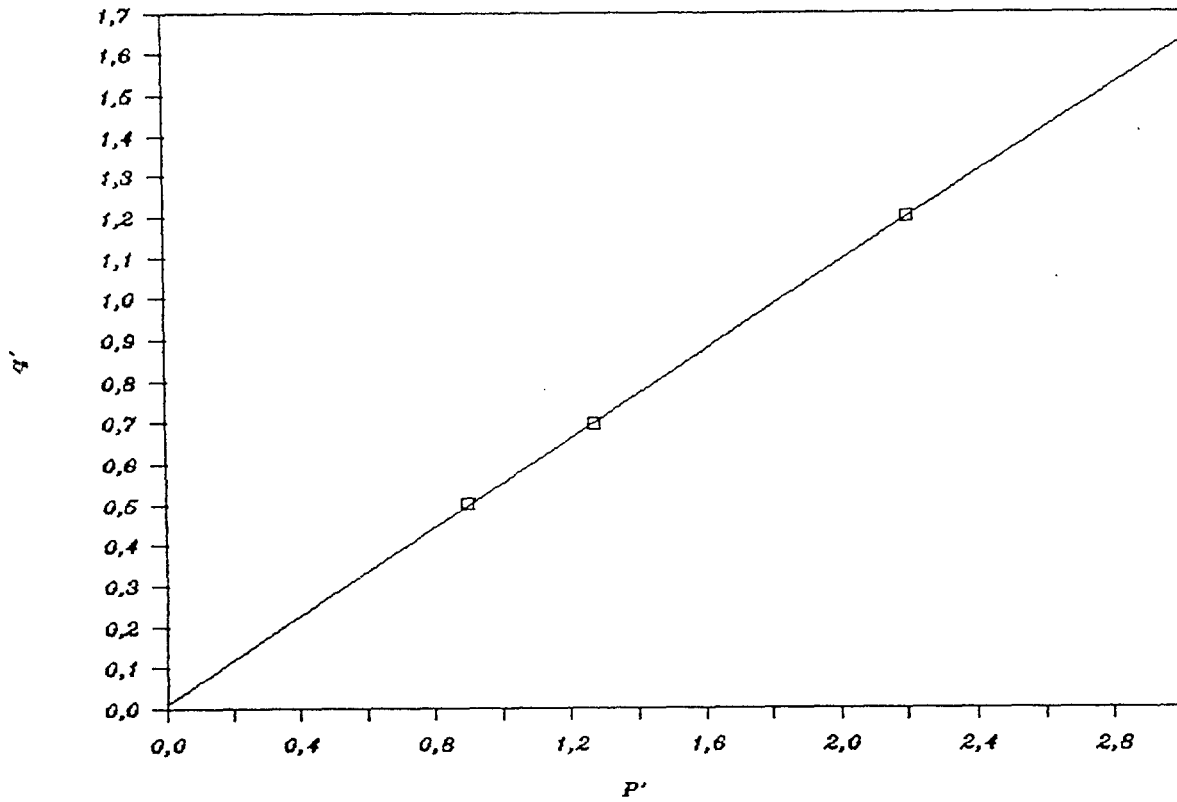
$$c' = 0,017 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi' = 32^\circ$$

A efectos del cálculo de la estabilidad del talud, en el dique recrecido final, se ha considerado adoptar, en el tramo superior de estériles, por razón de homogeneidad de parámetros con la sección reperfilada, un ángulo de fricción interna de 25° . En el caso de contemplar, en los estériles recompactados, un valor

$$\phi' = 25^\circ,$$

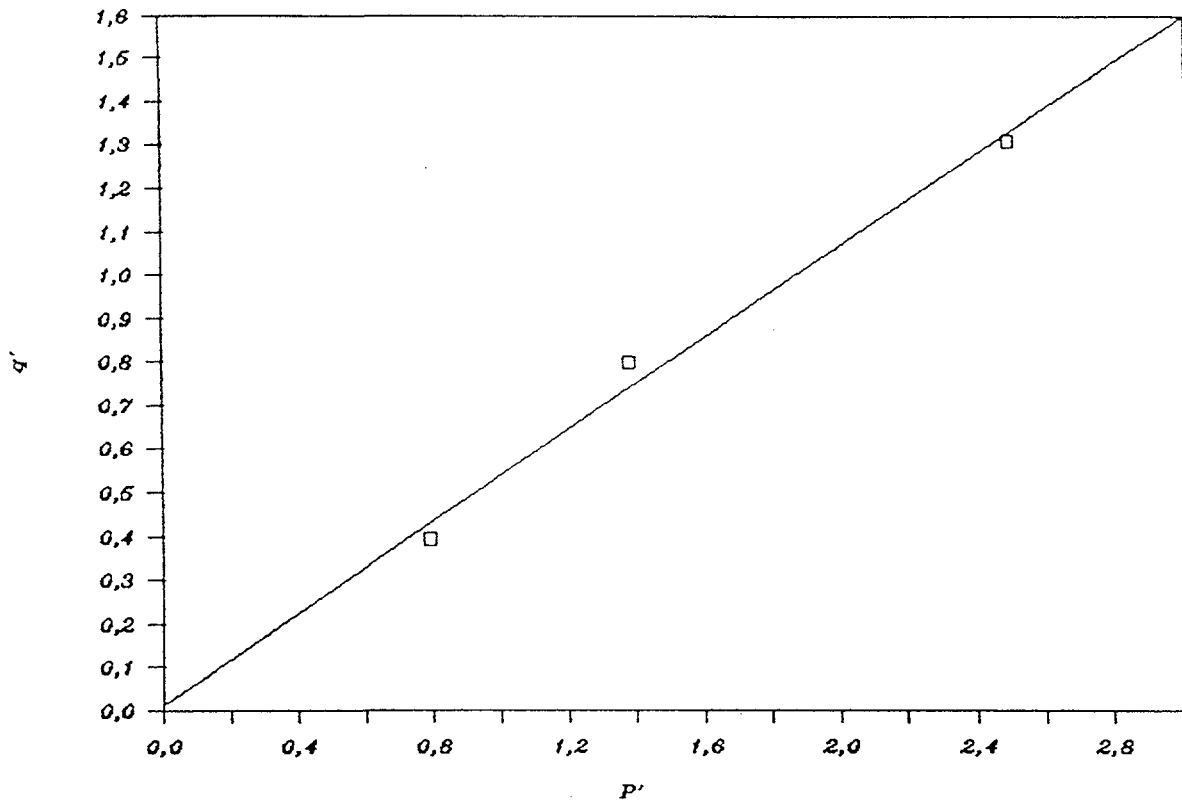
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		MUESTRAS REMOLDEADAS-A	
		P'	Q'
Constante	0.011	0.900	0.500
Err Std de Y Est	0.005	1.275	0.695
R al Cuadrado	1.000	2.200	1.200
N° de Observaciones	3.000		
Grados de Libertad	1.000		
Coeficiente(s) X 0.540			
Err Std de Coef. 0.006			
ANGULO DE ROZAMIENTO: 33			
COHESIÓN.....: 0.013			

Fig. 6.38.- Ensayo CU. Muestras recompactadas A

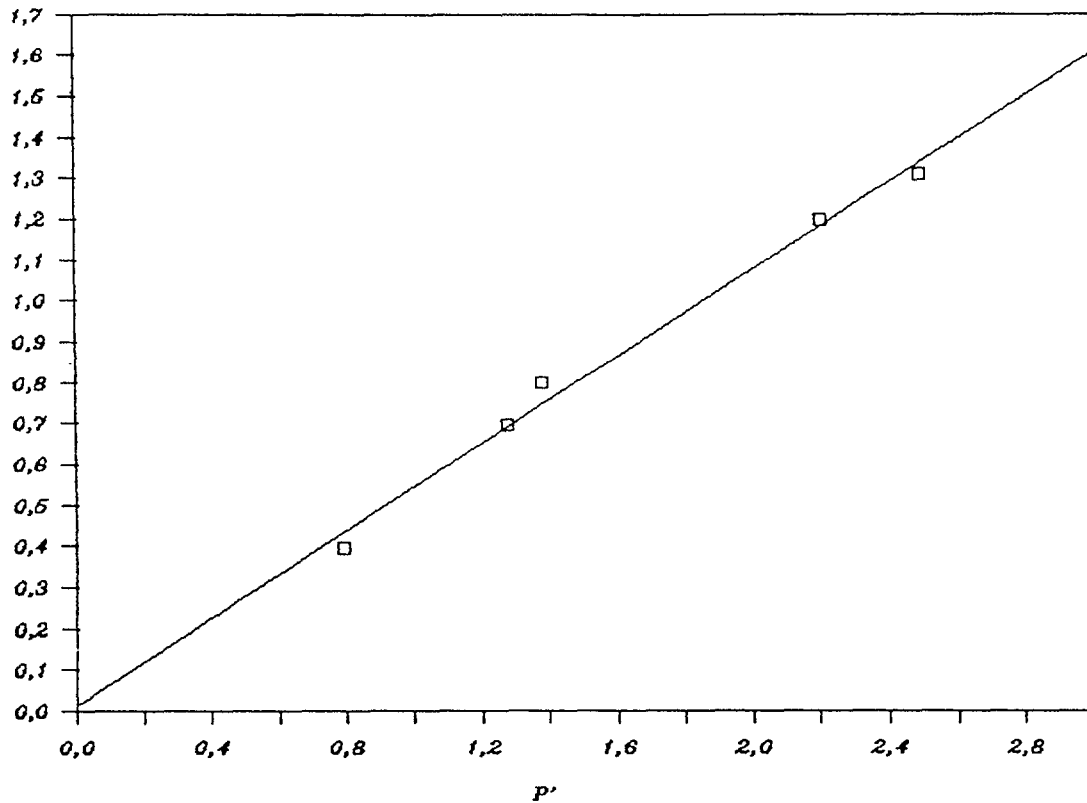
ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:		MUESTRAS REMOLDEADAS-A	
		P'	Q'
Constante	0.012	0.795	0.395
Err Std de Y Est	0.072	1.380	0.800
R al Cuadrado	0.988	2.490	1.310
N° de Observaciones	3.000		
Grados de Libertad	1.000		
Coeficiente(s) X	0.529		
Err Std de Coef.	0.059		
ANGULO DE ROZAMIENTO:	32		
COHESIÓN.....:	0.014		

Fig. 6.39.- Ensayo CU. Muestras recompactadas B

ESTERILES DE ANDUJAR



Salida de Regresión:	MUESTRAS REMOLDEADAS-A	
	P'	Q'
Constante	0.015	0.795
Err Std de Y Est	0.037	1.380
R al Cuadrado	0.992	2.490
N° de Observaciones	5.000	1.275
Grados de Libertad	4.000	2.200

Coefficiente(s) X 0.532

Err Std de Coef. 0.024

ANGULO DE ROZAMIENTO: 32

COHESIÓN.....: 0.017

Fig. 6.40.- Ensayo CU. Conjunto de muestras recompactadas

se requiere, para obtener una resistencia a cortante equivalente, cuantificar un valor de la cohesión c' superior al obtenido en los ensayos.

Así, adoptando, para los referidos cálculos de estabilidad de talud, unos parámetros de resistencia al corte, en presiones efectivas, de los estériles recompactados de:

$$c' = 0,1 \text{ Kg/cm}^2, \phi' = 25^\circ,$$

se obtiene una resistencia media a esfuerzo cortante correspondiente de 0.56 kg/cm^2 .

Esta misma evaluación de resistencia media a cortante, para

$$c' = 0,017 \text{ Kg/cm}^2, \phi' = 32^\circ$$

proporciona un valor de $0,65 \text{ Kg/cm}^2$.

En consecuencia, el conjunto de valores

$$c' = 0,1 \text{ Kg/cm}^2, \phi' = 25^\circ$$

puede considerarse representativo, con carácter conservador, de la resistencia a esfuerzo cortante de los estériles recompactados.

En presiones totales, los parámetros correspondientes de resistencia al corte serían

$$c = 0,2 \text{ Kg/cm}^2, \phi = 20^\circ.$$

6.4. Ensayos de deformabilidad

6.4.1. Ensayos edométricos sobre muestras de estériles

Para el estudio de la deformabilidad de los estériles se han llevado a cabo 17 ensayos edométricos convencionales. El ensayo edométrico se ha realizado en célula de 7,0 cm de diámetro y con altura de pastilla de 12 mm. Se han aplicado escalones de carga cortos para determinar con precisión la presión de preconsolidación, p_p , de las muestras. La máxima presión aplicada en los ensayos ha sido de 8 Kg/cm². Los resultados obtenidos se recogen en el Apéndice de ensayos de laboratorio.

En la tabla 6.6 se muestran los valores del índice de compresión, C_c , y de la presión de preconsolidación, p_p , deducidos a partir de los resultados de estos ensayos. En general, las muestras aparecen sobreconsolidadas, si se adopta 1,65 Kg/dm³ como peso específico saturado medio de los estériles, pero se detectan anomalías respecto de esta regla. La muestra 4666, correspondiente a la parte baja del dique, estaría subconsolidada (en proceso de consolidación). Las muestras 4930, 4934 y 4940 estarían normalmente consolidadas. Resalta la sobreconsolidación de las muestras 4697, 4699, 4860, 4925, 4928, 4932, 4936, 4938 y 4942, en que p_p es del orden o superior del doble de la presión vertical "in situ". Dado que las muestras de consolidación, en apariencia, normal se sitúan a niveles comprendidos entre los de otras muestras sobreconsolidadas podría considerarse en este efecto la influencia de factores electroquímicos (precipitaciones localizadas de agentes cementantes, influencia local de los agrietamientos superiores) reforzados por posibles pérdidas de humedad. El hecho de detectarse incrementos de resistencia, por encima de la correspondiente a consolidación normal, incluso en ensayos "in situ", parece descartar como factor único de sobreconsolidación la eventual desecación accidental de las muestras.

Tabla 6.6.- Valores del índice de compresión y de la presión de consolidación a partir de ensayos edométricos sobre muestras de estériles

MUESTRA	SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	C_c	P_p (Kg/cm ²)
4665	SC-2	15,80 - 16,30	1,14	3,60
4666	SC-2	16,50 - 16,80	0,605	1,80
4697	SD-1	3,00 - 3,40	0,59	3,00
4699	SD-1	5,00 - 5,40	0,82	1,50
4860	SD-2	4,00 - 4,46	1,65	1,35
4925	SC-1bis	1,55 - 1,77	0,45	2,30
4928	SC-1bis	2,89 - 3,09	0,50	1,40
4930	SC-1bis	3,73 - 4,03	0,485	0,62
4932	SC-1bis	4,34 - 4,86	0,54	1,40
4934	SC-1bis	4,86 - 5,16	0,77	0,95
4936	SC-1bis	5,46 - 5,99	0,55	1,70
4938	SC-1bis	5,99 - 6,30	1,17	1,90
4940	SC-1bis	6,63 - 6,95	0,595	1,20
4942	SC-1bis	7,27 - 7,60	0,44	2,10
4944	SC-1bis	7,93 - 8,25	0,56	1,75
4946	SC-1bis	8,59 - 8,92	0,68	2,05
4948	SC-1bis	9,32 - 9,62	0,81	2,05

Media $C_c = 0,727$

Des. Típica $\delta_{n-1} (C_c) = 0,3214$

La tabla 6.7 recoge, para cada una de las muestras, los módulos edométricos correspondientes a distintos intervalos de presiones.

A efectos de ensayos de deformabilidad no se ha diferenciado entre materiales arcillosos o limosos. La mayor parte de las muestras ensayadas corresponden a estériles nuevos susceptibles de ser afectados en los recrecimientos de los diques. En el análisis se han descartado las muestras de estériles antiguos.

Se ha intentado obtener valores del coeficiente de consolidación, C_v , y del coeficiente de permeabilidad, k_v , a partir de las curvas de consolidación, pero al tratarse en general de escalones de carga pequeños, no se aprecia con claridad en muchos casos el comienzo y el final de la consolidación primaria. Sólomente en los escalones mayores, concretamente entre 2 y 4 Kg/cm² y entre 4 y 8 Kg/cm², puede distinguirse el límite entre consolidación primaria y secundaria. Por otro lado, la consolidación primaria se produce con rapidez, por lo que su comienzo, anterior a los 10 seg, frecuentemente no aparece en las curvas de consolidación. En la tabla 6.8 se recogen los valores de C_v y k_v en aquellos casos en los que ha sido posible su determinación; en casi todos ellos se ha tomado como comienzo de la consolidación primaria la lectura para tiempo cero. Estas determinaciones de C_v y k_v son conservadoras a efectos de la determinación del tiempo de consolidación en el recrecimiento de los diques.

En los escalones de carga de los distintos ensayos edométricos en los que se aprecia una recta de consolidación secundaria bien definida, se ha procedido a determinar el coeficiente de consolidación secundaria, C_{α} , definido por

$$S_{\text{sec}} = C_{\alpha} \cdot H_p \cdot \log t/t_p$$

Tabla 6.7.- Módulos edométricos obtenidos en ensayos edométricos convencionales sobre muestras de estériles

MUESTRA (Kg/cm ²)	e _o	σ' (Kg/cm ²)	E _m
4697	1,254	2,0 - 3,5	52
		3,0 - 6,0	50
4699	1,696	1,0 - 1,5	26
		1,5 - 2,0	14
		2,0 - 4,0	19
		4,0 - 8,0	43
4860	2,913	1,0 - 1,5	16
		1,5 - 2,0	9
		2,0 - 3,5	13
		3,5 - 8,0	26
4925	1,185	1,0 - 2,0	35
		2,0 - 4,0	45
4928	1,248	1,0 - 2,0	24
		2,0 - 4,0	27
		4,0 - 8,0	50
4930	1,484	0,5 - 1,0	12
		1,0 - 2,0	18
		2,0 - 4,0	30
		4,0 - 8,0	53
4932	1,333	1,0 - 1,5	22
		1,5 - 2,0	24
		2,0 - 4,0	27
		4,0 - 8,0	50
4934	1,928	0,5 - 1,0	14
		1,0 - 1,5	14
		1,5 - 3,0	18
		4,0 - 8,0	40
4936	1,363	1,0 - 2,0	23
		2,0 - 4,0	35
		4,0 - 8,0	50

Tabla 6.7. (continuación)

MUESTRA (Kg/cm ²)	e _o	σ' (Kg/cm ²)	E _m
4938	2,237	1,0 - 2,0	32
		2,0 - 3,0	17
		3,0 - 4,0	21
		4,0 - 8,0	30
4940	1,499	1,0 - 1,5	17
		1,5 - 2,0	21
		2,0 - 4,0	24
		4,0 - 8,0	47
4942	1,277	1,0 - 2,0	36
		2,0 - 3,0	42
		3,0 - 4,0	41
		4,0 - 8,0	58
4944	1,349	1,0 - 2,0	26
		2,0 - 4,0	33
		4,0 - 8,0	47
4946	1,513	1,5 - 2,0	26
		2,0 - 3,0	31
		3,0 - 4,0	32
		4,0 - 8,0	42
4948	1,774	1,0 - 2,0	30
		2,0 - 3,0	26
		3,0 - 4,0	23
		4,0 - 8,0	41

Nota.- Para cargas inferiores a $\sigma' = 4$ Kg/cm² el valor medio de E_m es:

$$E_m = 25,5 \text{ Kg/cm}^2, \text{ con una desviación típica}$$

$$\delta n_{-1} (E_m) = 9,69 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabla 6.8.- Coeficientes de consolidación, C_v , y de permeabilidad, k_v , a partir de ensayos edométricos sobre muestras de estériles

MUESTRA	ESCALON	C_v (cm ² /seg)	E_m (Kg/cm ²)	K_v (cm/s)
4928	2 - 4	$2,30 \cdot 10^{-3}$	27,26	$0,85 \cdot 10^{-7}$
4928	4 - 8	$2,34 \cdot 10^{-3}$	49,54	$0,47 \cdot 10^{-7}$
4930	0,2 - 0,5	$1,2 \cdot 10^{-3}$	7,35	$1,64 \cdot 10^{-7}$
4930	2 - 4	$1,72 \cdot 10^{-3}$	30,59	$0,56 \cdot 10^{-7}$
4930	4 - 8	$2,26 \cdot 10^{-3}$	53,34	$0,42 \cdot 10^{-7}$
4932	2 - 4	$2,82 \cdot 10^{-3}$	26,9	$1,05 \cdot 10^{-7}$
4932	4 - 8	$2,54 \cdot 10^{-3}$	50,1	$5,07 \cdot 10^{-7}$
4934	4 - 8	$2,05 \cdot 10^{-3}$	39,5	$0,52 \cdot 10^{-7}$
4938	4 - 8	$4,53 \cdot 10^{-3}$	30,0	$1,51 \cdot 10^{-7}$
4944	0,1 - 0,5	$2,33 \cdot 10^{-3}$	14,4	$1,62 \cdot 10^{-7}$
4948	4 - 8	$2,88 \cdot 10^{-3}$	40,7	$0,71 \cdot 10^{-7}$
MEDIA		$2,45 \cdot 10^{-3}$		$0,93 \cdot 10^{-7}$
DES.TIPICA		$0,79 \cdot 10^{-3}$		$0,49 \cdot 10^{-7*}$

* Se prescinde del valor $5,07 \times 10^{-7}$ cm/sg

Nota.- Los valores de K_v son del orden de dos magnitudes inferiores a los valores de permeabilidad medida "in situ". Esto es debido a que la permeabilidad medida en los sondeos es fundamentalmente horizontal (K_h) y está controlada por las intercalaciones de arena, que no afectan prácticamente a las pastillas ensayadas en edómetro.

donde H_p y t_p son la altura de pastilla y el tiempo correspondientes al final de la consolidación primaria, y S_{sec} el asiento correspondiente a un tiempo t . Los resultados se recogen en la tabla 6.9.

Los resultados de los ensayos edométricos se han utilizado para la determinación de los parámetros K y n del modelo hiperbólico de tensión-deformación, de utilización en análisis no lineal mediante elementos finitos.

Para el cálculo de estos parámetros se han asignado a los estériles, en función de los resultados anteriores y de datos disponibles sobre suelos similares, los siguientes valores:

$$c' = 0$$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$R_f = 0,98$$

$$K_0 = 0,5$$

La determinación de los valores de K y n a partir de los ensayos edométricos se ha llevado a cabo estableciendo previamente, para cada escalón de carga, el módulo inicial tangente, E_i , y la presión de confinamiento, σ_3 , según las expresiones siguientes (Wong y Duncan, 1974):

$$E_i = \frac{\frac{\Delta p (1 + e_o)}{\Delta e} \left[1 - \frac{2 K_0^2}{(1 + K_0)} \right]}{\left[1 - \frac{p (1 - K_0) R_f}{K_0 p (tg^2 (45 + \frac{\phi}{2}) - 1) + 2 c' tg (45 + \frac{\phi}{2})} \right]^2}$$

$$\sigma_3 = K_0 \cdot p$$

donde Δp es el incremento de presión en el escalón correspondiente, Δe la disminución del índice de poros debida a Δp , e_o el índice de poros al comienzo del escalón, y p la presión media durante el referido incremento de presión.

Tabla 6.9.- Coeficiente de consolidación secundaria, C_α ,
a partir de ensayos edométricos sobre mues-
tras de estériles

MUESTRA	ESCALON (Kg/cm ²)	C_α $\times 10^{-3}$
4697	3,5 - 6,0	7,60
4860	3,5 - 6,0	14,55
4925	2,0 - 4,0	7,85
4925	4,0 - 8,0	12,85
4928	2,0 - 4,0	5,08
4928	4,0 - 8,0	7,08
4930	0,2 - 0,5	3,13
4930	2,0 - 4,0	5,97
4930	4,0 - 8,0	6,95
4932	2,0 - 4,0	4,44
4932	4,0 - 8,0	4,64
4934	0,5 - 1,0	3,61
4934	4,0 - 8,0	7,50
4940	4,0 - 8,0	15,79
4942	4,0 - 8,0	12,20
4946	4,0 - 8,0	14,26
4948	4,0 - 8,0	16,08
MEDIA		8,74.10 ⁻³
DESV.TIP.		4,3 .10 ⁻³

A partir de los pares de valores de E_i y σ_3 , obtenidos en cada escalón del ensayo, se pueden determinar los parámetros K y n según la siguiente expresión:

$$E_i = K p_o \left(\frac{\sigma_3}{p_o} \right)^n$$

donde p_o es la presión atmosférica, utilizada como referencia para hacer la expresión adimensional.

Se han calculado los parámetros K y n en los dos casos siguientes:

- a) Considerando exclusivamente el asiento correspondiente a la consolidación primaria.
- b) Considerando un asiento total igual a la suma del asiento de consolidación primaria y del correspondiente a consolidación secundaria, extrapolando ésta a un período de 10^3 años, requerido por la normativa relativa a proyectos de clausura de residuos de baja radioactividad.

Se han seleccionado, para el primer caso, aquellos escalones de los ensayos edométricos en cuyas curvas de consolidación se aprecia claramente el final de la consolidación primaria; el comienzo de esta consolidación, no visible en la mayoría de las curvas, se ha hecho corresponder con la lectura inicial de cada escalón.

En el segundo caso (consolidación primaria + consolidación secundaria) se han descartado para el cálculo aquellos escalones de carga en cuyas curvas de consolidación no se distingue la consolidación secundaria claramente.

La tabla 6.10 recoge, para el caso de consolidación primaria, los

Tabla 6.10.- Módulo tangente inicial, e_i , y presión de confinamiento, σ_3 , considerando consolidación primaria en ensayos edométricos sobre muestras de estériles

MUESTRA	ESCALON (Kg/cm ²)	σ_3 (Kg/cm ²)	E_i (Kg/cm ²)
4860	3,5 - 6,0	2,23	137,1
4928	2,0 - 4,0	1,41	156,7
4928	4,0 - 8,0	2,82	324,5
4930	2,0 - 4,0	1,41	187,6
4930	4,0 - 8,0	2,82	320,0
4932	2,0 - 4,0	1,41	151,0
4932	4,0 - 8,0	2,82	279,3
4934	0,5 - 1,0	0,35	90,9
4934	4,0 - 8,0	2,82	233,6
4938	4,0 - 8,0	2,82	195,3
4940	4,0 - 8,0	2,82	518,7
4944	4,0 - 8,0	2,82	382,1
4946	4,0 - 8,0	2,82	459,0
4948	4,0 - 8,0	2,82	342,9

pares de valores del módulo tangente inicial, E_i , y de la presión de confinamiento, σ_3 , junto con los escalones de carga y las muestras de estériles a los que pertenecen. Debido a que de cada ensayo edométrico sólo es posible obtener E_i en uno o dos escalones de carga, no se han determinado los parámetros K y n para cada muestra, sino para el conjunto de todas ellas. Para ello, se ha ajustado una recta según la expresión siguiente:

$$\log \left(\frac{E_i}{P_o} \right) = \log K + n \log \left(\frac{\sigma_3}{P_o} \right),$$

obteniéndose los siguientes valores:

$$K = 123$$

$$n = 0,75$$

Considerando el asiento correspondiente a la consolidación primaria y añadiéndole el de consolidación secundaria a 10^3 años, se obtienen los valores de E_i y σ_3 que se recogen en la tabla 6.11. Ajustando a estos valores una recta de regresión, según la expresión anterior, resulta lo siguiente:

$$K = 63$$

$$n = 0,56$$

6.4.2. Ensayos edométricos sobre muestras compactadas de estériles

Para simular el comportamiento deformacional de los estériles compactados, se ha recurrido a las muestras de estériles, denominadas mezcla A y mezcla B, a que se ha hecho referencia en el apartado 6.3.5.

Con estas muestras se han llevado a cabo dos ensayos edométricos convencionales con el material compactado a las densidades y humedades que figuran en la tabla 6.12, en pastillas de 12 mm de altura y 70 mm de

Tabla 6.11.- Módulo tangente inicial y presión de confinamiento considerando consolidación primaria y secundaria en ensayos edométricos sobre muestras de estériles

MUESTRA	ESCALON (Kg/cm ²)	σ_3 (Kg/cm ²)	E_i (Kg/cm ²)
4697	3,5 - 6	2,23	128,0
4860	3,5 - 6	2,23	57,5
4925	2 - 4	1,41	106,7
4925	4 - 8	2,82	133,4
4928	2 - 4	2,41	95,3
4928	4 - 8	2,82	166,1
4930	0,2 - 0,5	0,16	17,7
4930	2 - 4	1,41	98,2
4930	4 - 8	2,82	170,6
4932	2 - 4	1,41	97,7
4932	4 - 8	2,82	183,3
4934	0,5 - 1	0,35	43,8
4934	4 - 8	2,82	136,8
4940	4 - 8	2,82	113,0
4944	4 - 8	2,82	136,8
4946	4 - 8	2,82	117,0
4948	4 - 8	2,82	103,8

Tabla 6.12

MUESTRA	DENSIDAD SECA INICIAL g/cm ³	INDICE COMPRESION C _c	MODULO EDOME. MEDIO, E _m (Kg/cm ²)	C _α
MEZCLA-A	1,56	0,212	37	0,25x10 ⁻²
MEZCLA-B	1,54	0,224	34	0,3 x10 ⁻²

diámetro. Los escalones de carga y descarga han sido los siguientes: 0,1, 0,2, 0,4, 0,8, 1,5, 3, 6, 10, 3, 0,4 y 0,1 Kg/cm². Los resultados detallados se recogen en el Apéndice correspondiente. En la citada tabla 6.12 se muestran los parámetros de deformación obtenidos en los dos ensayos.

Estos ensayos edométricos se han utilizado para el cálculo de los parámetros K y n, necesarios para definir el comportamiento del material en el modelo hiperbólico. Para este cálculo se ha partido de los siguientes datos iniciales, correspondientes a los estériles compactados:

$$\begin{aligned} C' &= 0,1 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi' &= 25^\circ \\ R_f &= 0,9 \\ K_o &= 0,6 \end{aligned}$$

El cálculo de K y n se ha realizado considerando dos casos distintos.

En el primero se tiene en cuenta solamente el asiento correspondiente a consolidación primaria; en el segundo, se considera la suma del asiento de consolidación primaria y del asiento de consolidación secundaria correspondiente a un tiempo de 10³ años, obtenido extrapolando la curva de consolidación determinada en el ensayo edométrico. Puede apreciarse, en los resultados de los ensayos, que no se observa una separación clara entre consolidación primaria y secundaria en las curvas de consolidación, las cuales son bastante rectas en general. Se ha atribuído esta forma de las curvas a una consolidación primaria rápida, cuyo término se ha fijado al iniciarse con claridad una deformación lineal con el logaritmo del tiempo, y a un asiento correspondiente a consolidación secundaria a partir de ese momento. En función de esto, se han obtenido los valores que figuran en la tabla 6.13 de la presión de confinamiento y del módulo inicial tangente correspondientes a los dos casos considerados.

Tabla 6.13.- Módulo inicial tangente, E_1 , y presión de confinamiento, σ_3 , a partir de ensayos edométricos sobre muestras compactadas de estériles

MUESTRA	ESCALON	COEFIC.	σ_3	E_1 (Kg/cm ²)	
	CARGAS (Kg/cm ²)	CONS.2 ^a $C_\alpha \cdot 10^{-3}$	(Kg/cm ²)	CONS.1 ^a	CONS.1 ^a +2 ^a
MEZCLA-A	0,2- 0,4	1,62	0,141	44,6	19,3
	0,4- 0,8	2,32	0,282	544,5	39,2
	0,8- 1,5	2,81	0,5405	89,7	38,2
	1,5- 3,0	4,45	1,0575	253,6	62,8
	3,0- 6,0	4,83	2,115	476,1	116,3
	6,0-10,0	4,93	3,76	982,2	166,3
MEZCLA-B	0,4- 0,8	2,68	0,282	147,3	29,4
	0,8- 1,5	3,28	0,5405	271,6	44,0
	1,5- 3,0	4,48	1,0575	399,7	68,4
	3,0- 6,0	5,53	2,115	647,0	110,4
	6,0-10,0	6,05	3,76	1252,1	144,1

A partir de estos resultados, que se representan en escala logarítmica, y adimensionalizados mediante una presión atmosférica de 1,033 Kg/cm² en las figs. 6.41 y 6.42, y cuyos resultados se sintetizan en la tabla 6.14, se han obtenido los parámetros K y n siguientes:

- a) Consolidación primaria K = 326,4; n = 0,91
- b) Consolidación primaria y secundaria (intervalo de 1000 años) K = 66,1; n = 0,66

6.4.3. Ensayos edométricos sobre muestras de arena

Sobre muestras de arena se han realizado cinco ensayos edométricos en célula de 70 mm de diámetro y con 12 mm de altura de pastilla, cuyos resultados se detallan en el Apéndice de ensayos de laboratorio, resumiéndose en la tabla 6.15 los datos relativos a las muestras ensayadas.

Las curvas de consolidación obtenidas en los ensayos no permiten una definición clara de la fase de consolidación primaria, por lo que no resulta factible evaluar el coeficiente de consolidación correspondiente. Resulta sin embargo bien definida la consolidación secundaria.

Por este motivo se han determinado, en las muestras ensayadas, los valores del índice de compresión, C_c , módulo edométrico medio, E_m y coeficiente medio de fluencia lenta para consolidación secundaria, C_{α} .

En la tabla 6.16 adjunta se recogen estos valores.

Los resultados de estos ensayos edométricos se han utilizado para la determinación de los parámetros K y n, que sirven para caracterizar el material, suponiendo que su comportamiento se ciñe al modelo hiperbólico

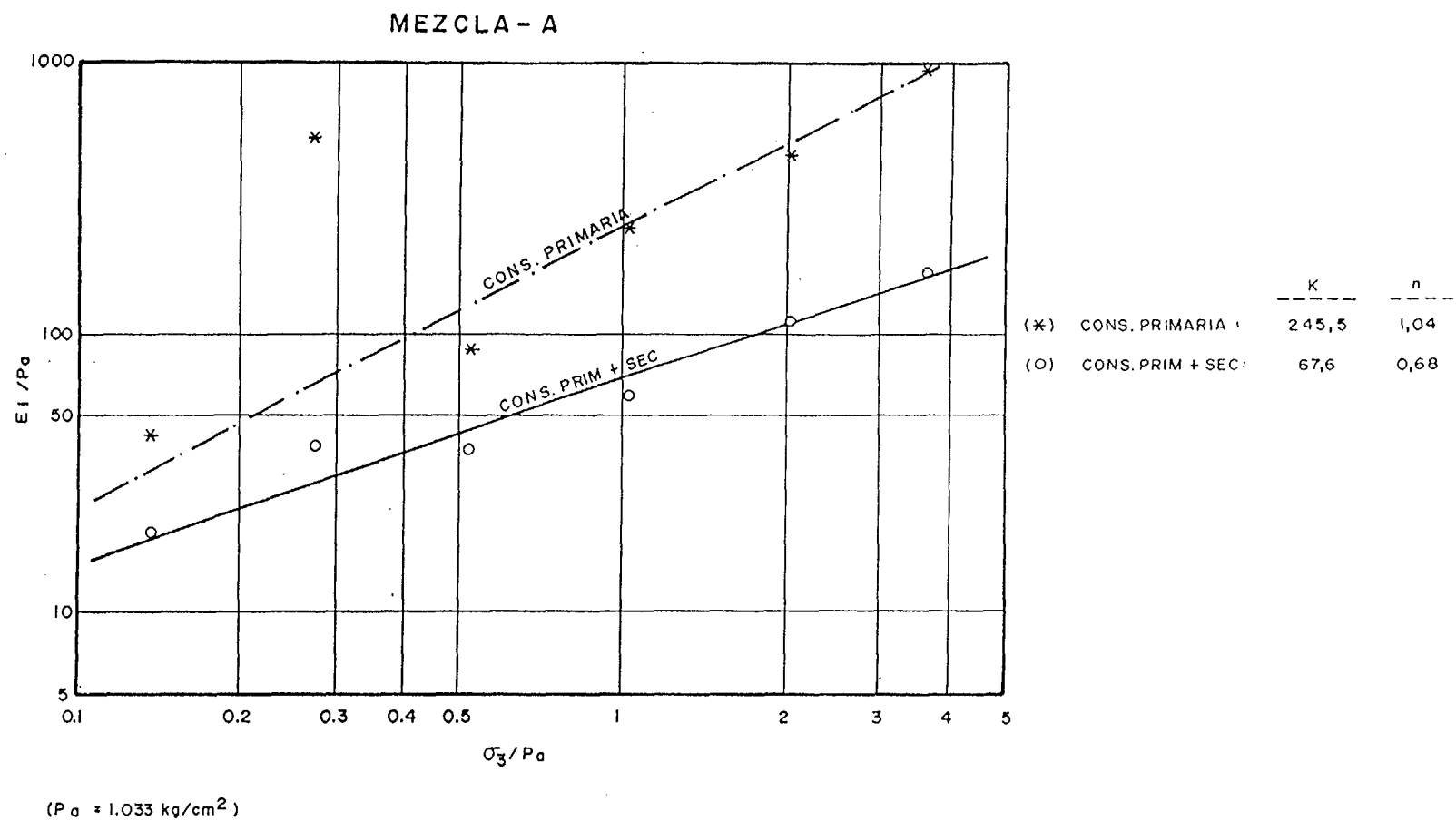


Fig. 6.41.- Variación del módulo inicial con la presión de confinamiento para la mezcla A de estériles compactados

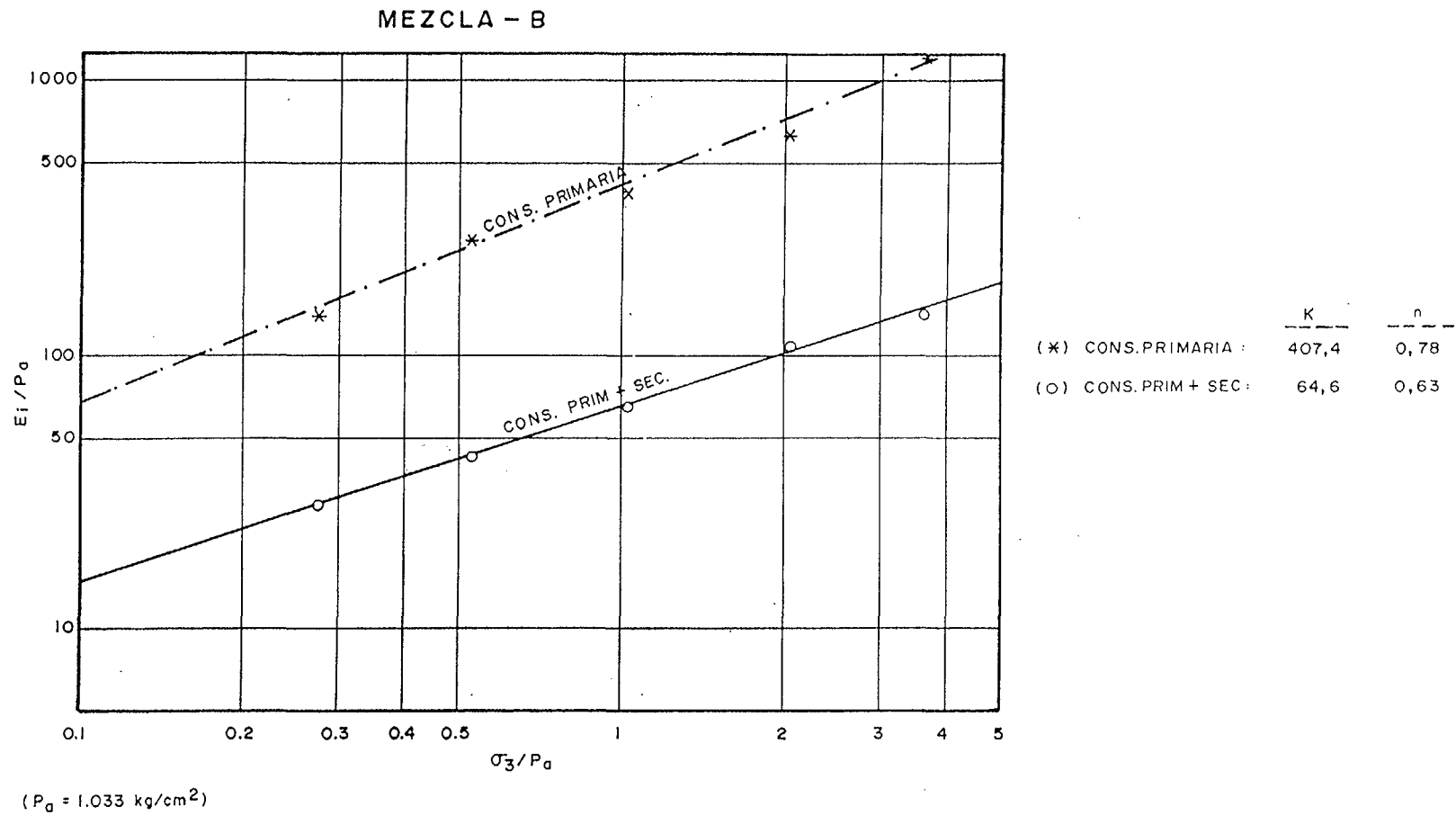


Fig. 6.42.- Variación del módulo inicial con la presión de confinamiento para la mezcla B de estériles compactados

Tabla 6.14.- Parámetros del modelo hiperbólico para las muestras de estériles compactados

MUESTRA	CONSOLIDACION PRIMARIA		CONS. PRIM. + SECUNDARIA	
	K	n	K	n
MEZCLA-A	245,5	1,04	67,6	0,68
MEZCLA-B	407,4	0,78	64,6	0,63
(Valor medio)	326,4	0,91	66,1	0,6

Tabla 6.15.- Características de las muestras de arena ensayadas en edómetro

MUESTRA	DENSIDAD SECA INICIAL g/cm ³	INDICE DE HUECOS INICIAL	HUMEDAD INICIAL %	HUMEDAD FINAL
4706	1,35	1,090	9,8	26,5
4707	1,26	1,213	18,7	31,4
4708	0,99	1,834	65,4	53,7
4709	1,36	1,018	23,8	31,3
4713	1,64	0,675	26,6	26,5

MUESTRA	SONDEO	PROFUNDIDAD
4706	SD-3	2,60- 3,10
4707	SD-3	4,60- 5,10
4708	SD-3	6,60- 7,10
4709	SD-3	8,60- 9,10
4713	SD-3	17,00-17,50

Tabla 6.16.- Valores del índice de compresión, c_c ; módulo edométrico medio, E_m ; y coeficiente de fluencia medio, C_α en estériles arenosos

Muestra	C_c	E_m (Kg/cm ²)	C_α
4706	0,24	30	$0,15 \times 10^{-2}$
4707	0,324	26	$0,24 \times 10^{-2}$
4708	0,66	25	$0,66 \times 10^{-2}$
4709	0,15	65	$0,2 \times 10^{-2}$
4713	0,066	85	$0,1 \times 10^{-2}$

tensodeformacional.

Se han calculado ambos parámetros, K y n , para los mismos dos casos considerados con las muestras de estériles, esto es, tomando en el primero el asiento correspondiente a la consolidación primaria supuesta concluída a los 10 segundos, y en el segundo caso, el asiento debido a la consolidación primaria y a la consolidación secundaria que se alcanzaría al cabo de 1000 años.

Al contar en cada ensayo con cuatro escalones de carga, se ha dispuesto de cuatro puntos por muestra para ajustar, en el gráfico que relaciona, en escala logarítmica, el módulo inicial y la presión de confinamiento, una recta para determinar los dos parámetros de módulo, K y n .

Para el cálculo del módulo inicial tangente, E_i , se ha partido de los siguientes valores atribuidos a estas arenas:

$$C' = 0$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$R_f = 0,8$$

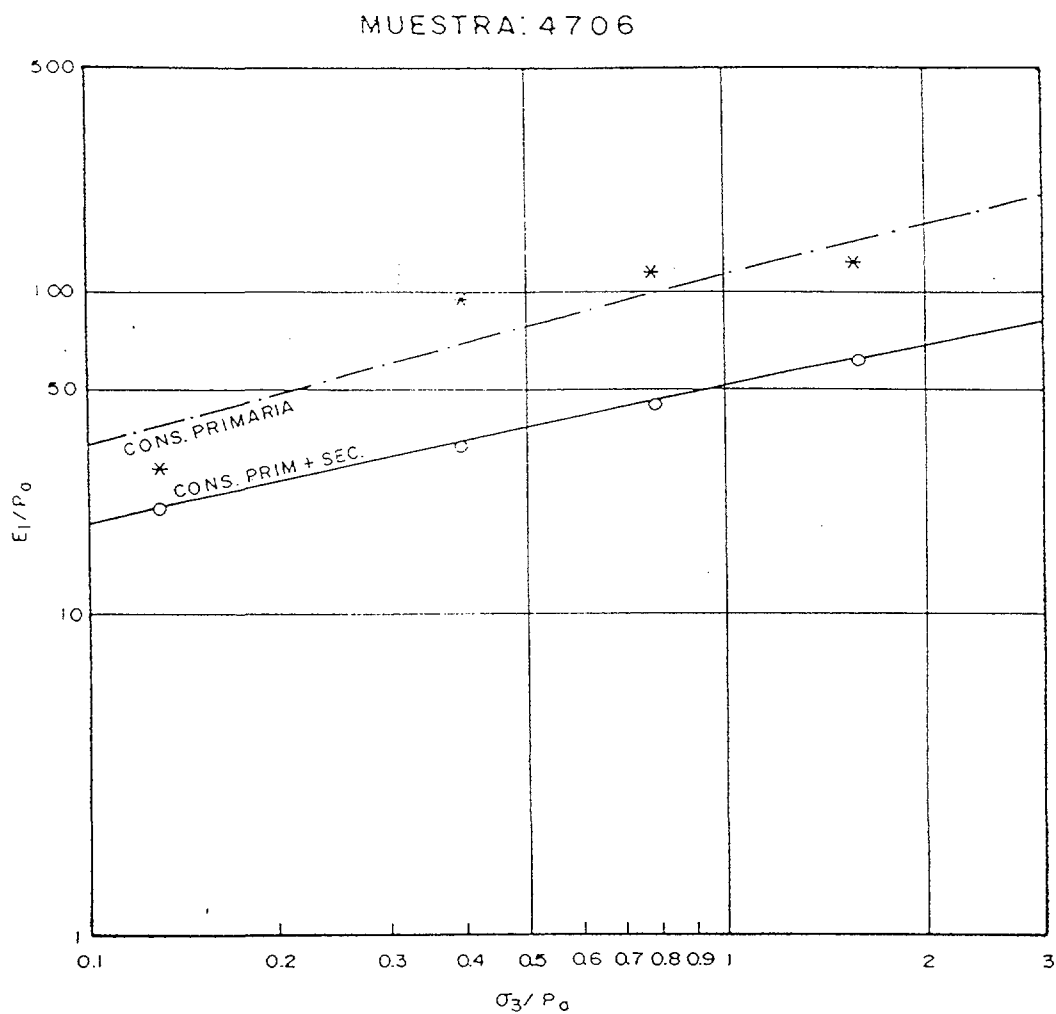
$$K_o = 0,54$$

La tabla 6.17 recoge los valores calculados de la presión de confinamiento, σ_3 , y de E_i para los dos casos mencionados. Dado que la consolidación primaria se produce en las arenas de forma muy rápida, la mayoría de las veces no aparece su término en las curvas de consolidación; en estos casos se ha supuesto que finaliza a los 10 segundos.

Las figs. 6.43 a 6.47 muestran, en escala logarítmica, la variación del módulo inicial con la presión de confinamiento para cada muestra.

Tabla 6.17.- Módulos iniciales y presiones de confinamiento calculados a partir de ensayos edométricos sobre las muestras de arena

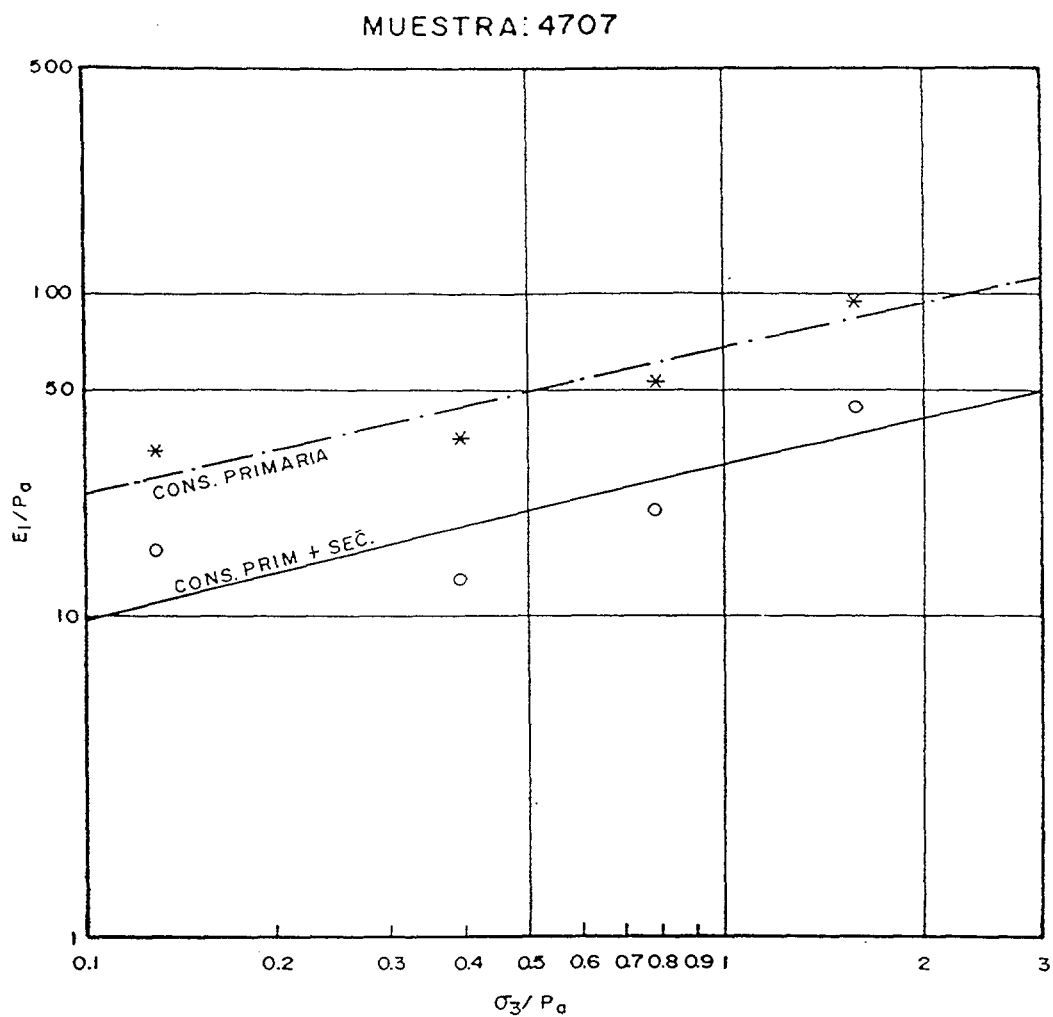
MUESTRA	ESCALON		COEFIC.	σ_3 (Kg/cm ²)	E _i (Kg/cm ²)	
	CARGAS (Kg/cm ²)		CONS.2 ^a C _α 10 ⁻³		CONS.1 ^a	CONS.1 ^a +2 ^a
4706	0	- 0,5	1,16	0,1345	29,4	21,6
	0,5	- 1,0	1,65	0,4035	96,7	34,5
	1,0	- 2,0	2,25	0,807	119,0	47,5
	2,0	- 4,0	2,92	1,614	125,7	63,9
4707	0	- 0,5	3,04	0,1345	33,3	16,2
	0,5	- 1,0	4,59	0,4035	37,0	12,9
	1,0	- 2,0	5,06	0,807	56,1	21,8
	2,0	- 4,0	4,22	1,614	99,3	46,1
4708	0	- 0,5	3,92	0,1345	40,8	15,7
	0,5	- 1,0	6,09	0,4035	193,6	13,4
	1,0	- 2,0	8,97	0,807	267,7	18,3
	2,0	- 4,0	14,62	1,614	199,6	21,7
4709	0	- 0,5	1,50	0,1345	76,9	33,4
	0,5	- 1,0	1,84	0,4035	245,7	40,0
	1,0	- 2,0	2,70	0,807	211,5	50,0
	2,0	- 4,0	3,66	1,614	305,2	73,5
4713	0	- 0,5	0,80	0,1345	60,9	39,6
	0,5	- 1,0	1,04	0,4035	245,7	62,9
	1,0	- 2,0	1,25	0,807	325,1	98,3
	2,0	- 4,0	1,41	1,614	482,3	164,8



($P_0 = 1.033 \text{ kg/cm}^2$)

	K	n
(*) CONS. PRIMARIA	112,2	0,53
(o) CONS. PRIM SEC	50,1	0,43

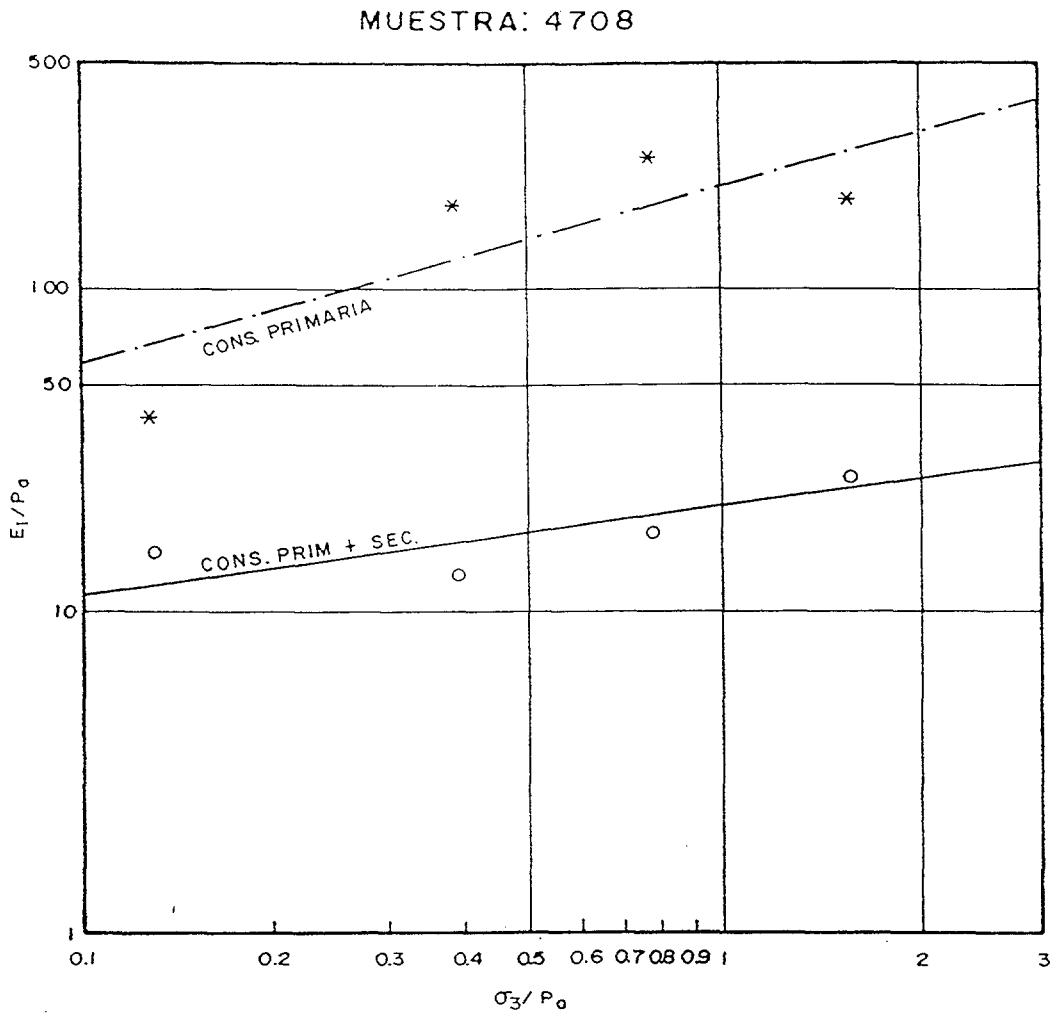
Fig. 6.43.- Variación del módulo inicial con la presión de confinamiento en la muestra 4706



($P_a = 1.033 \text{ kg/cm}^2$)

	$\frac{K}{n}$	$\frac{n}{n}$
(*) CONS. PRIMARIA :	67,6	0,47
(O) CONS. PRIM+SEC :	28,8	0,49

Fig. 6.44.- Variación del módulo inicial con la presión de confinamiento en la muestra 4707

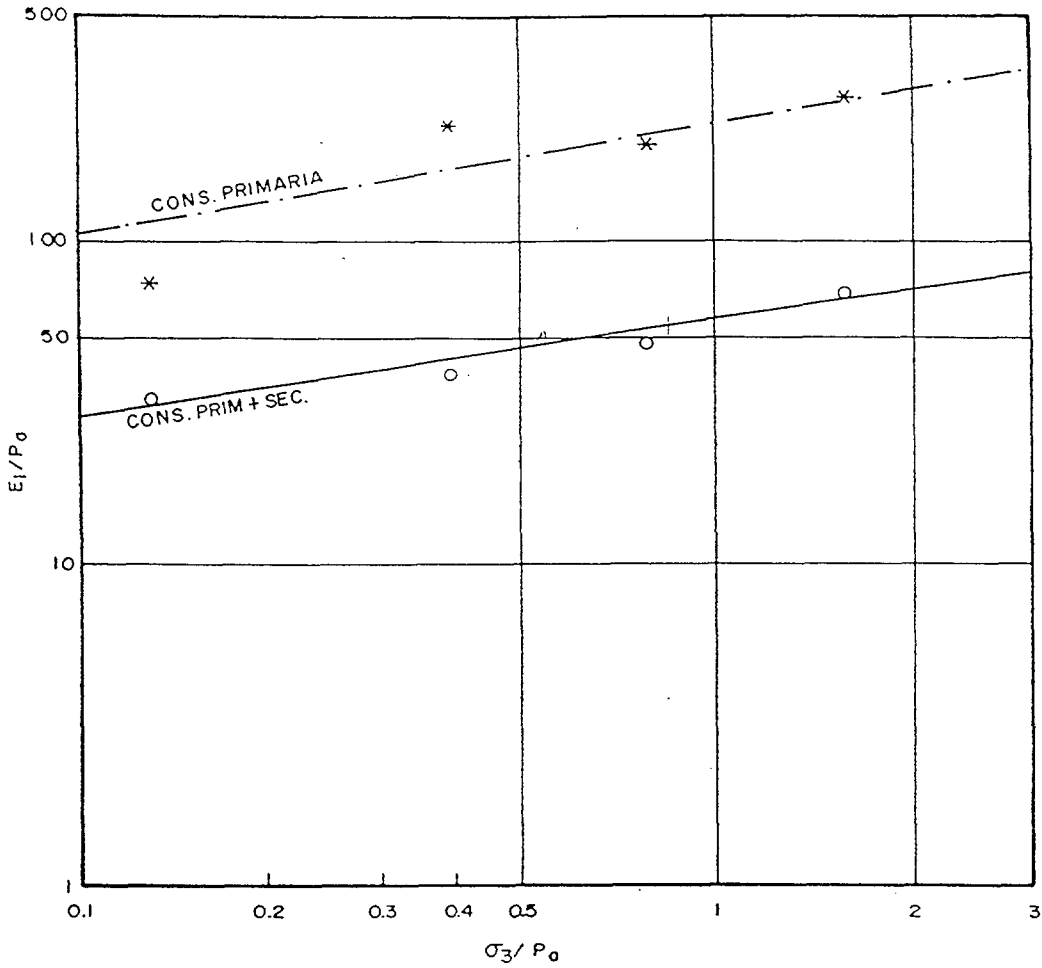


($P_0 = 1.033 \text{ kg/cm}^2$)

	$\frac{K}{n}$	$\frac{n}{K}$
(*) CONS. PRIMARIA:	208,9	0,56
(O) CONS. PRIM+SEC:	20,9	0,28

Fig. 6.45.- Variación del módulo inicial con la presión de confinamiento en la muestra 4708

MUESTRA: 4709

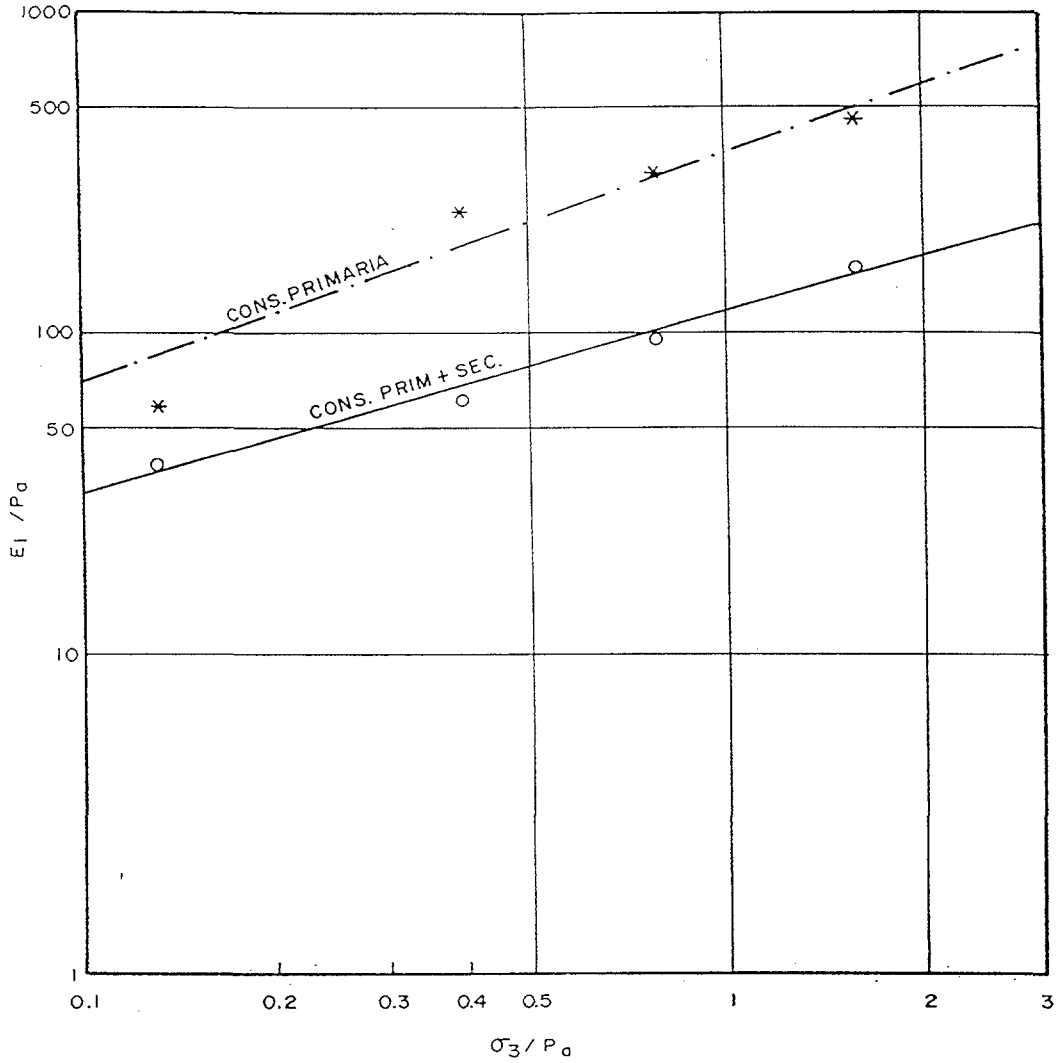


($P_0 = 1,033 \text{ kg/cm}^2$)

	$\frac{K}{-}$	$\frac{n}{-}$
(X) CONS. PRIMARIA:	239,9	0,36
(O) CONS. PRIM+SEC:	58,9	0,32

Fig. 6.46.- Variación del módulo inicial con la presión de confinamiento en la muestra 4709

MUESTRA : 4713



($P_0 = 1.033 \text{ kg/cm}^2$)

	<u>K</u>	<u>n</u>
(*) CONS. PRIMARIA :	363,1	0,72
(O) CONS. PRIM+SEC :	117,5	0,58

Fig. 6.47.- Variación del módulo inicial con la presión de confinamiento en la muestra 4713

En la tabla 6.18 se resumen los resultados en cuanto a los valores de K y n obtenidos para cada muestra.

Los parámetros K y n adoptados a partir del conjunto de los valores de la tabla 6.17 son los siguientes:

Arena de espaldones:

a) Para consolidación primaria

$$K = 201,8 \quad n = 0,63$$

b) Para consolidación primaria y secundaria (intervalo de 1000 años)

$$K = 76,7 \quad n = 0,5$$

6.4.4. Ensayos edométricos con succión controlada sobre muestras de estériles

Se han llevado a cabo 17 ensayos edométricos en edómetros de succión controlada sobre muestras de estériles. El aparato utilizado en estos ensayos es el representado en la fig. 6.48. La muestra se monta confinada lateralmente en un anillo similar al de un edómetro normal, con su cara inferior en contacto con una membrana semipermeable, esto es permeable al agua e impermeable al gas. Se inunda la membrana por su parte inferior a través de una piedra porosa. Entre la parte superior de la muestra y el pistón para aplicación de las cargas verticales se coloca otra piedra porosa de grano grueso, que permite la acción sobre los poros del suelo de aire (nitrógeno) a presión, que se hace actuar en la cámara superior. La succión que se establece en la muestra de suelo al llegar al equilibrio al cabo de un cierto tiempo es igual a la

Tabla 6.18.- Parámetros K y n obtenidos a partir de ensayos edométricos sobre muestras de arena

MUESTRA	CONSOLIDACION PRIMARIA		CONS.PRIM.+SECUNDARIA	
	K	n	K	n
4706	112,2	0,53	50,1	0,43
4707	67,6	0,47	28,8	0,49
4708	208,9	0,56	20,9	0,28
4709	239,9	0,36	58,9	0,32
4713	363,1	0,72	117,5	0,58

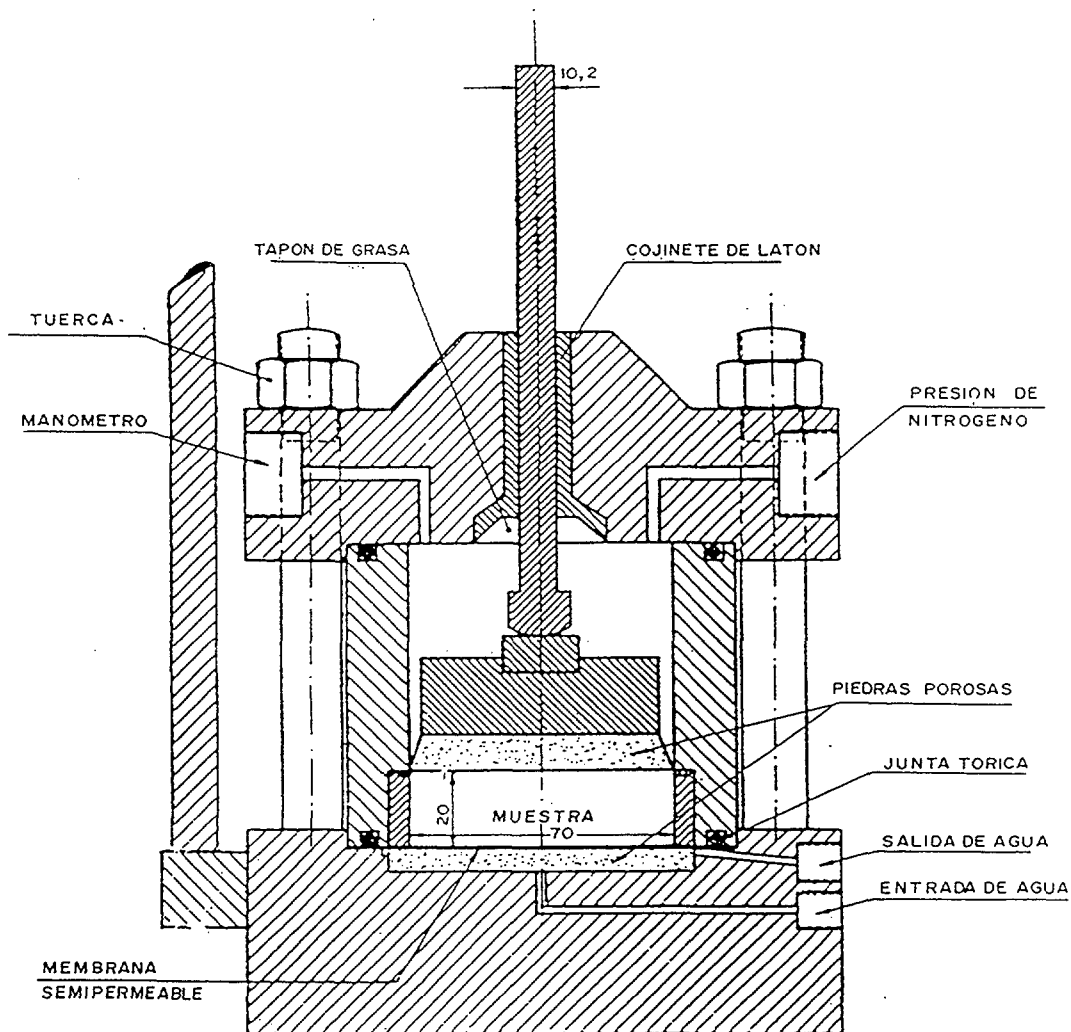


Fig. 6.48.- Edómetro de succión controlada

presión de aire aplicada. Con este aparato se puede variar a voluntad los valores de la succión y de la carga vertical, a través del vástago que sale hasta el exterior, midiendo al mismo tiempo las deformaciones que se originan en el suelo. De este modo puede reproducirse directamente en una muestra de suelo la variación de succión a que va a quedar sometida en el terreno, así como los cambios previstos en las cargas exteriores.

Los ensayos se han llevado a cabo sobre muestras de 70 mm de diámetro y 20 mm de altura de pastilla. Una vez montada la pastilla en el aparato, se le ha aplicado una sobrecarga fija, equivalente aproximadamente a la existente en el terreno, tras lo cual se la ha sometido a los escalones de succión siguientes: 0,5, 1, 1,5, 2 y 4 Kg/cm². Los resultados detallados de estos ensayos se recogen en el Apéndice de ensayos de laboratorio.

En la tabla 6.19 se indica las muestras ensayadas, los sondeos de procedencia y la presión fija aplicada durante el ensayo, y en la tabla 6.20 se recogen los módulos edométricos resultantes en cada escalón de succión.

A partir de los resultados de estos ensayos se han obtenido los parámetros K y n que definen en el modelo hiperbólico, la variación del módulo inicial tangente con la presión de confinamiento.

Al contar cada ensayo edométrico de succión controlada con cuatro escalones de succión, se han obtenido cuatro pares de valores de E_i y σ_3 por muestra. Para la determinación del módulo inicial tangente, E_i , en cada escalón edométrico se ha considerado el asiento total registrado en el ensayo. En la tabla 6.21 se resumen los valores de E_i y σ_3 obtenidos. Los cuatro pares de valores por ensayo de estos parámetros han permitido ajustar con claridad una recta en escala logarítmica de σ_3 y E_i en la mayoría de los ensayos, corroborándose en estos casos un comportamiento real semejante al del modelo en este aspecto. No obstante, en algunas de las muestras tal ajuste lineal no

Tabla 6.19.- Muestras ensayadas en edómetro con succión controlada

MUESTRA	SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	e_o	w_o %	G	PRESION FIJA (Kg/cm ²)
4647	SC-3	9,50-10,10	2,038	72,5	2,80	1,60
4652	SC-3	12,80-13,40	1,29	46,2	2,76	2,00
4665	SC-2	15,80-16,30	1,646	58,8	2,80	2,50
4860	SD-2	4,00-4,46	3,263	113,1	2,83	0,65
4925	SC-1bis	1,52-1,77	1,755	60,3	2,84	0,25
4926	SC-1bis	2,10-2,34	1,143	36,1	2,72	0,45
4928	SC-1bis	2,89-3,09	1,650	59,2	2,71	0,50
4930	SC-1bis	3,73-4,03	1,653	59,0	2,73	0,70
4932	SC-1bis	4,34-4,64	1,578	57,0	2,75	0,75
4934	SC-1bis	4,86-5,16	2,165	74,1	2,85	0,80
4936	SC-1bis	5,46-5,69	1,749	61,2	2,80	0,95
4938	SC-1bis	5,99-6,30	2,297	82,7	2,80	1,00
4940	SC-1bis	6,63-6,95	1,369	50,2	2,77	1,1
4942	SC-1bis	7,27-7,60	1,725	60,7	2,80	1,25
4944	SC-1bis	7,93-8,25	1,566	58,5	2,74	1,40
4946	SC-1bis	8,59-8,92	1,715	61,1	2,82	1,15
4948	SC-1bis	9,32-9,62	1,834	68,1	2,77	1,55

Tabla 6.20.- Módulos edométricos obtenidos en ensayos con succión controlada

MUESTRA	E_m (Kg/cm ²)			
	0,5-1 (*)	1,0-1,5	1,5-2,0	2,0-4,0
4647	40	22	19	33
4652	51	61	74	102
4665	77	31	18	35
4860	83	41	57	-
4925	80	226	271	386
4926	45	45	71	117
4928	32	24	26	35
4930	8	19	32	44
4932	21	26	18	45
4934	19	24	28	56
4936	20	27	32	48
4938	15	18	15	48
4940	19	35	28	93
4942	30	33	28	66
4944	21	24	27	50
4946	24	36	29	41
4948	19	23	22	43

(*) Escalón de succión (Kg/cm²)

Tabla 6.21.- Módulo tangente inicial, E_i , y presión de confinamiento, σ_3 , a partir de ensayos edométricos de succión controlada

MUESTRA	ESCALON (Kg/cm ²)	σ_3 (Kg/cm ²)	E_i (Kg/cm ²)
4647	0,5 - 1	1,104	181,3
	1 - 1,5	1,34	109,7
	1,5 - 2	1,574	87,5
	2 - 4	2,162	156,9
4652	0,5 - 1	1,292	175,1
	1 - 1,5	1,527	204,1
	1,5 - 2	1,762	254,8
	2 - 4	2,350	341,8
4665	0,5 - 1	1,527	241,7
	1 - 1,5	1,76	107,4
	1,5 - 2	1,99	60,0
	2 - 4	2,58	114,9
4860	0,5 - 1	0,658	396,4
	1 - 1,5	0,893	193,2
	1,5 - 2	1,128	270,3
4925	0,5 - 1	0,47	405,2
	1 - 1,5	0,705	920,8
	1,5 - 2	0,94	1071,5
	2 - 4	1,5275	1973,8
4926	0,5 - 1	0,564	220,8
	1 - 1,5	0,799	200,2
	1,5 - 2	1,034	365,2
	2 - 4	1,6215	554,9
4928	0,5 - 1	0,587	154,7
	1 - 1,5	0,822	114,2
	1,5 - 2	1,057	123,7
	2 - 4	1,645	163,0
4930	0,5 - 1	0,68	39,1
	1 - 1,5	0,916	89,5
	1,5 - 2	1,151	158,4
	2 - 4	1,44	200,0
4932	0,5 - 1	0,705	100,4
	1 - 1,5	0,94	109,4
	1,5 - 2	1,17	86,9
	2 - 4	1,76	214,4

Tabla 6.21. (continuación)

MUESTRA	ESCALON (Kg/cm ²)	σ_3 (Kg/cm ²)	E_i (Kg/cm ²)
4934	0,5 - 1	0,7285	89,4
	1,0 - 1,5	0,963	137,5
	1,5 - 2	1,198	118,5
	2 - 4	1,786	262,2
4936	0,5 - 1	0,799	95,3
	1 - 1,5	1,08	108,2
	1,5 - 2	1,269	253,0
	2 - 4	1,856	215,5
4938	0,5 - 1	0,822	68,8
	1 - 1,5	1,057	88,0
	1,5 - 2	1,292	72,1
	2 - 4	1,88	228,4
4940	0,5 - 1	0,87	91,8
	1 - 1,5	1,104	167,0
	1,5 - 2	1,3395	133,4
	2 - 4	1,457	440,9
4942	0,5 - 1	0,94	144,7
	1 - 1,5	1,175	153,3
	1,5 - 2	1,41	133,7
	2 - 4	1,997	316,7
4944	0,5 - 1	1,01	99,8
	1 - 1,5	1,245	108,9
	1,5 - 2	1,48	126,3
	2 - 4	2,068	242,2
4946	0,5 - 1	1,057	107,1
	1 - 1,5	1,292	198,7
	1,5 - 2	1,527	142,3
	2 - 4	2,11	191,4
4948	0,5 - 1	1,08	89,1
	1 - 1,5	1,316	112,8
	1,5 - 2	1,551	102,2
	2 - 4	2,138	205,4

ha podido establecerse, y por tanto no han podido determinarse los parámetros K y n . En la fig. 6.49 puede observarse la variación de E_i en función de σ_3 para algunas de las muestras. Los ensayos para los cuales se han obtenido valores de K y n , se resumen éstos en la tabla 6.22. Excluyendo los resultados de la muestra nº 4925 por excesivamente alejados de los demás, se podrían obtener los siguientes valores medios de K y n :

- Estériles arcillo-limosos

$$K = 131$$

$$n = 0,92$$

- Estériles arenosos

$$K = 347$$

$$n = 1,04$$

6.4.5. Parámetros de deformabilidad del terreno de apoyo del dique

En las cimentaciones del dique se diferencian, como ya se ha dicho, dos capas (capa de arcilla, y capa de gravas de terraza) que descansan sobre un substrato firme (considerado como substrato rocoso) de marga.

La parte deformable de la cimentación, a efectos prácticos, está constituida por una capa de arcilla de unos tres metros de espesor que descansa sobre una capa de gravas de otros tres metros aproximadamente de potencia, apoyada en el substrato margoso.

Para la determinación de los parámetros del modelo hiperbólico n ,

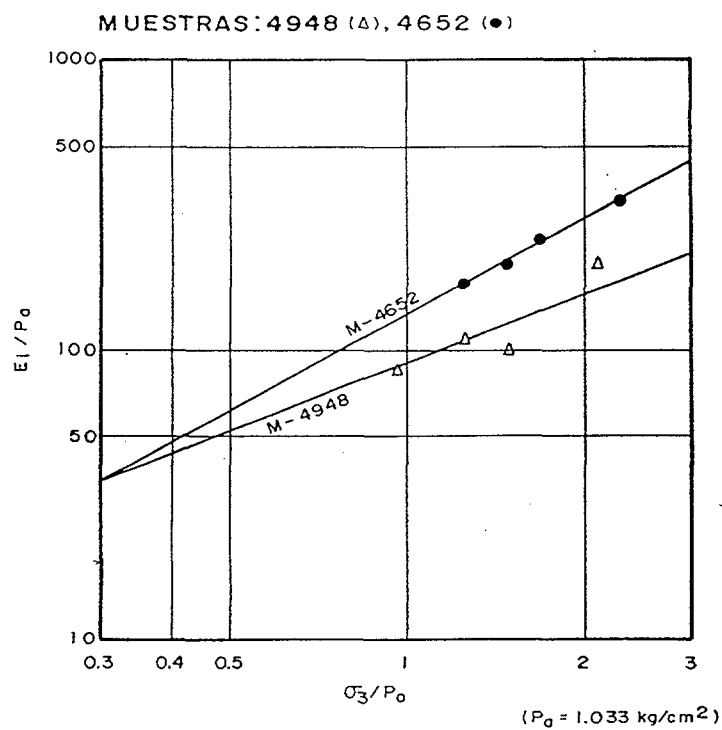
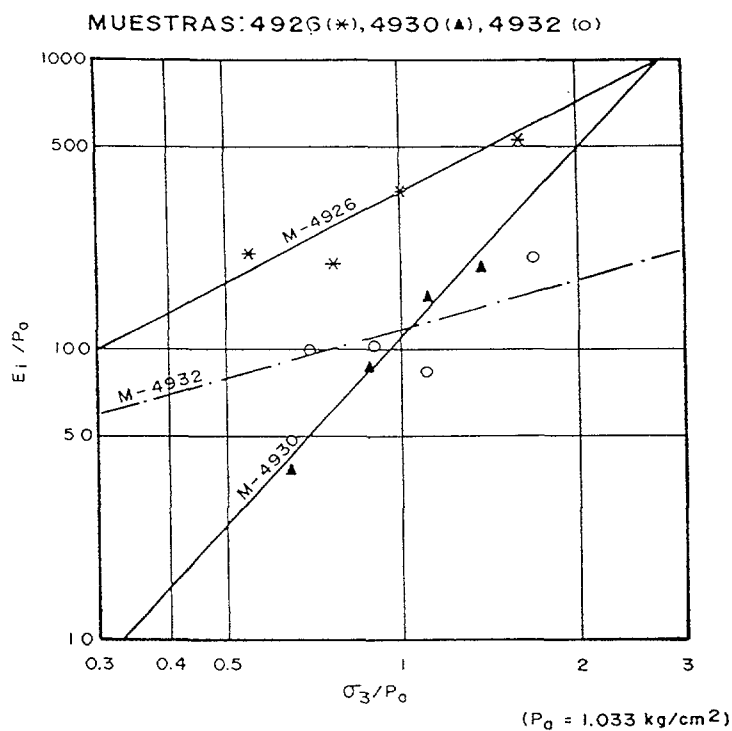


Fig. 6.49.- Variación del módulo inicial con la presión de confinamiento para muestras de estériles a partir de ensayos edométricos de succión

Tabla 6.22.- Parámetros K y n del modelo hiperbólico obtenido a partir de ensayos edométricos de succión controlada sobre muestras de estériles

MUESTRA	K	n
4647	107	0,47
4652	132	1,10
4925	1202	1,24
4926	347	1,04
4928	135	0,15
4930	107	2,15
4932	115	0,57
4934	126	0,75
4936	120	1,07
4938	83	0,91
4942	141	0,72
4944	93	1,11
4946	107	0,79
4948	89	0,80

K y K_{ur} de la primera capa, se han utilizado resultados de ensayos, (no efectuados en el presente trabajo), con dos muestras inalteradas, ambas obtenidas a profundidades superiores a 20 m, bajo coronación del dique mayor actual. El tratamiento que se ha dado a los ensayos realizados sobre estas muestras ha sido el mismo que se detalló para los estériles, obteniéndose los siguientes valores:

$$K = 508$$

$$n = 1,2$$

$$K_{ur} = 800$$

Con respecto al resto de los parámetros de la arcilla natural, se han obtenido sus valores de datos propios y de datos propuestos para análisis por Kulhawy and al. (1969). Los valores adoptados son los siguientes:

$$G = 0,45$$

$$D = 0$$

$$F = 0$$

$$R_f = 0,80$$

Para los parámetros c' y ϕ' a introducir en el modelo hiperbólico, representativos de la cohesión y ángulo de rozamiento interno, se ha partido de los resultados de los ensayos triaxiales, consolidados y sin drenaje, efectuados con las muestras, llegándose a los siguientes valores:

$$c' = 0$$

$$\phi' = 27,9^\circ$$

Para la capa de gravas, la única muestra procedente de estas profundidades daba unos resultados de laboratorio anómalos, por lo que se ha adoptado la valoración de parámetros de diseño propuesta para este tipo de

materiales por Kulhawy, Duncan y Seed (1969); de esta manera los parámetros que se aceptan son:

$$K = 3000$$

$$K_{ur} = 5500$$

$$n = 0,2$$

$$G = 0,35$$

$$D = 0$$

$$F = 0$$

$$R_f = 0,77$$

Para los parámetros c' y ϕ' , a introducir en el modelo hiperbólico, se han seleccionado, con carácter general, los siguientes:

$$c' = 0$$

$$\phi' = 38^\circ$$

Para este terreno natural de apoyo se ha prescindido de los asientos diferidos en el tiempo por consolidación secundaria, considerándose un modelo hiperbólico único para movimientos a corto y largo plazo.

6.5. Resumen de parámetros geotécnicos para el análisis del comportamiento estático de los estériles y comparación con los establecidos en el documento UMTRA

6.5.1. Parámetros de resistencia al corte

En la tabla 6.23 se recopilan los parámetros geotécnicos obtenidos en los distintos ensayos de rotura a esfuerzo cortante efectuados, que han sido analizados en este estudio. La caracterización y análisis ha permitido evaluar

Tabla 6.23.- Recopilación de parámetros geotécnicos de materiales obtenidos en el estudio

		Parámetros Resistentes												Parámetros Deformacionales								Correlación penetraciones		
		UU		CU						CD		Corte		\bar{C}_c	\bar{E}_m	\bar{C}_v	\bar{C}_α	K^{1a}	n^{1a}	K^{1a-2a}	n^{1a-2a}			
		C	ϕ	C_{eq}	C_a	ϕ	ϕ_{eq}	C'_{eq}	ϕ'_{eq}	C'	ϕ'	C	ϕ											ϕ_{res}
Estériles Limo/arcillosos		0,355	0	0	0,12	20	25	0,11	29	0	30	-	-	Nuevos 23	0,727	25,5	$2,45 \times 10^{-3}$	$8,74 \times 10^{-3}$	123	0,75	63	0,56	25	Nuevos
														Viejos 25										
Estériles arenosos		-	-	0	-	-	28	-	-	0	28	-	-	-	0,288	46,2	-	$0,3 \times 10^{-2}$	201,8	0,63	76,7	0,5	28	-
Estériles recompactados		-	-	-	-	-	-	0,1	25	-	-	-	-	-	0,218	35,5	-	$0,27 \times 10^{-2}$	326,4	0,91	66,1	0,66	-	-
Terreno natural	Arcilla	-	-	-	0,8	10	-	0	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	508	1,2	508	1,2	-	-
	Grava	-	-	0	-	-	38	0	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3000	0,2	3000	0,2	-	-

parámetros de cálculo de los materiales constituyentes de los diques actuales y del dique definitivo:

1. Terreno natural
2. Estériles limosos/arcillosos
3. Estériles arenosos
4. Estériles recompactados

Para cada uno de estos grupos de materiales se reflejan los parámetros de corte en condiciones drenadas y no drenadas (según circunstancias de los ensayos correspondientes en cada caso).

A partir de los anteriores resultados se ha decidido la adopción de parámetros de cálculo representativos de la resistencia a cortante en presiones totales o en presiones efectivas, a corto y largo plazo para los diversos materiales estudiados.

La tabla 6.24 adjunta recoge la comparación de los parámetros geotécnicos básicos obtenidos para los estériles de la fábrica de Andújar (procedentes de relleno hidráulico y evaluados a medio plazo) con los estériles analizados en el proyecto UMTRA a que se hizo referencia en el capítulo 3.

A continuación se efectúa la evaluación de parámetros a adoptar en los cálculos de estabilidad de los siguientes apartados:

a) Cimiento de los diques.

Para el terreno natural, los parámetros de resistencia al corte se han obtenido a partir de resultados de ensayos de una fase de estudio anterior al presente estudio.

Tabla 6.24.- Comparación de parámetros geotécnicos básicos obtenidos en la fábrica de Uranio de Andújar y el proyecto UMTRA

	UMTRA	ANDUJAR
COMPRESIBILIDAD	Finos $C_c = 0.51$ Arenas/finos $C_c = 0.21$ Arena $C_c = 0.12$	Arcilla, Arcilla limosa $C_c = 0.73$ Arena, Limos $C_c = 0.29$
CONSOLIDACIÓN PRIMARIA	Finos $C_v = 1.6 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$ Arenas/finos $C_v = 7.9 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$ Arena $C_v = 7.8 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{seg}$	Arcilla, Arcilla limosa $C_v = 2.45 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$
CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA	Finos $C_\alpha = 0.5 \times 10^{-2}$ Arenas/finos $C_\alpha = 0.4 \times 10^{-2}$	Arcilla, Arcilla limosa $C_\alpha = 0.87 \times 10^{-2}$ Arena, Limos $C_\alpha = 0.3 \times 10^{-2}$
RESISTENCIA A CORTANTE	Finos $\phi' = 21-37^\circ$ Arenas/finos $\phi' = 27-38^\circ$ Arena $\phi' = 32-38^\circ$	Limo-arcillosos $\phi' = 30^\circ$ Arenosos $\phi' = 28^\circ$
TERRAPLÉN DE ENSAYO PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN	$C_v = 4.1 \times 10^{-2}$	$C_v = 4 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$ $C_\alpha = 1.8 \times 10^{-2}$

El terreno de apoyo de los diques incluye un recubrimiento de arcilla y grava sobre el substrato margoso. Cualquier forma concebible de rotura de un talud se considera que se producirá por encima de dicho substrato, por lo que es suficiente con la caracterización mecánica resistente de los niveles superficiales de arcilla y grava.

Parámetros de resistencia propuestos:

Arcilla cimienta:

En presiones totales (Corto y Largo Plazo):

$$C = 0,8 \text{ Kg/cm}^2; \phi = 10^\circ$$

En presiones efectivas (Corto y Largo Plazo):

$$C' = 0 \text{ Kg/cm}^2; \phi' = 28^\circ$$

Gravas cimienta:

En presiones totales o efectivas (Corto y Largo Plazo):

$$C' = C = 0; \phi' = \phi = 38$$

b) Estériles limo-arcillosos de uranio depositados por relleno hidráulico:

En base al estudio realizado se puede afirmar que estos materiales son los que constituyen, básicamente, los diques utilizados en la investigación (Fábrica de Uranio de Andújar), con excepción de la zona de espaldones de contención de cada dique que podría suponerse arenosa.

Los parámetros de resistencia propuestos para estos estériles son:

Corto plazo:

En presiones totales

Estériles nuevos no sobrecargados

$$C = 0 \text{ Kg/cm}^2; \phi = 25^\circ$$

Estériles nuevos sobrecargados

$$C = 0,3 \text{ Kg/cm}^2; \phi = 0^\circ$$

Estériles antiguos:

$$C = 0 \text{ Kg/cm}^2; \phi = 27^\circ$$

En presiones efectivas:

Estériles nuevos o antiguos

$$C' = 0; \phi' = 30^\circ$$

La diferenciación en la resistencia a corto plazo, en condiciones no drenadas, entre estériles nuevos (reciente deposición) y antiguos, se fundamenta en la interpretación de los resultados obtenidos en los ensayos de penetración.

Para los estériles sobrecargados por recrecimiento de diques se ha aceptado, a corto plazo, la condición $\phi = 0$ obteniéndose el valor correspondiente de cohesión a partir de los ensayos triaxiales de tipo UU realizados.

Los parámetros de resistencia en efectivas se han obtenido en base a los resultados de los ensayos triaxiales lentos realizados sobre muestras de estériles nuevos y de ensayos triaxiales de tipo CU con medida de presiones intersticiales efectuados sobre muestras de estériles nuevos y antiguos.

Como se ha indicado, ambos grupos de ensayos proporcionan valores sensiblemente iguales para ϕ' (30° y 29°) obteniéndose diferencia en el valor de cohesión (0 kg/cm^2 y $0,11 \text{ Kg/cm}^2$). La adopción de un valor nulo de cohesión se estima razonable a efectos de análisis de estabilidad.

Largo Plazo:

En presiones totales:

Estériles nuevos no sobrecargados:

$$C = 0,3 \text{ Kg/cm}^2; \phi = 25^\circ$$

Estériles nuevos sobrecargados:

$$C = 0,1 \text{ Kg/cm}^2; \phi = 27^\circ$$

Estériles antiguos:

$$C = 0,1 \text{ Kg/cm}^2; \phi = 27^\circ$$

En presiones efectivas:

Estériles nuevos y viejos:

$$C' = 0 \text{ Kg/Cm}^2; \phi' = 30^\circ$$

Para el análisis a largo plazo, en presiones totales, se acepta el desarrollo de una cohesión aparente por efecto de la succión establecida en los diques, de $0,1 \text{ Kg/cm}^2$, en tramo inferior, y $0,3 \text{ Kg/cm}^2$, en tramo superior, manteniéndose el parámetro resistente a fricción interna. Este último, en los estériles de más reciente deposición por relleno hidráulico, sobrecargados por recrecimiento del dique, pasaría, una vez concluída la consolidación bajo carga, de 25° a 27° .

En efecto, el comportamiento a largo plazo de la sección del dique con estos materiales supone la aparición de una cohesión por desarrollo de succión (que desaparecería si se anula la succión) acompañada de otra componente de cohesión motivada por la consolidación debida al incremento de presiones efectivas que provoca la succión (esta componente de cohesión permanece aunque se anule la succión). Para el cálculo de esta segunda componente "permanente" de cohesión, referida a presiones totales, se ha empleado la fórmula de Skempton: $C = (0,11 + 0,0037 I_p) p$, siendo I_p el índice de plasticidad y p el incremento de presión efectiva que genera la cohesión. Para un valor medio de $I_p = 25$ se obtendría en la mitad inferior de los terraplenes (succión media a largo plazo $0,5 \text{ Kg/cm}^2$) un valor de C de aproximadamente $0,1 \text{ Kg/cm}^2$ y en la mitad superior de los mismos (succión media a largo plazo $1,5 \text{ Kg/cm}^2$) un valor de cohesión de $0,3 \text{ Kg/cm}^2$.

c) Estériles arenosos en espaldones de diques:

A corto y largo plazo el parámetro de fricción interna de estos materiales sería de 28° . El desarrollo de cohesión aparente por succión sería del mismo orden anteriormente señalado. En consecuencia la asimilación, en cuanto a parámetros resultantes, de los estériles de espaldones a los estériles limo-arcillosos del cuerpo de dique, situados al mismo nivel horizontal, es razonablemente conservador para cálculos de estabilidad estática.

d) Estériles recompactados:

Parámetros resistentes propuestos:

Corto plazo:

En presiones totales:

$$C = 0,2 \text{ Kg/cm}^2; \phi = 20^\circ$$

En presiones efectivas:

$$C' = 0,1 \text{ Kg/cm}^2; \phi' = 25^\circ$$

Largo plazo:

En presiones totales:

$$C = 0,5 \text{ Kg/cm}^2; \phi = 20^\circ$$

En presiones efectivas:

$$C' = 0,1 \text{ Kg/cm}^2; \phi' = 25^\circ$$

Se toma en consideración a efectos de parámetros de resistencia, en presiones totales, a largo plazo, el de preconsolidación debido a succión que, en la parte superior del dique final sería de $0,3 \text{ Kg/cm}^2$.

6.5.2. Parámetros de deformabilidad

Para el estudio de la deformabilidad de los materiales a corto y largo plazo se han utilizado básicamente ensayos edométricos de tipo

convencional (con inundación inicial de la muestra) y ensayos edométricos de succión controlada para la determinación de los referidos parámetros de deformabilidad. Se han interpretado los resultados de estos ensayos de deformabilidad en términos de modelos hiperbólicos de comportamiento tensodeformacional. Así, se han establecido, como recoge la tabla 6.23 recopilativa, los distintos grupos de parámetros de deformación para consolidación primaria y secundaria extendida, ésta última, a un periodo de mil años en los diferentes materiales que constituyen el dique.

6.5.2.1. Cimiento de los diques

Para el terreno natural de apoyo de los diques se ha prescindido de asientos extendidos en el tiempo y por esta razón se ha considerado un modelo hiperbólico único tanto en consolidación primaria como en consolidación primaria y secundaria. Los parámetros básicos de dicho modelo hiperbólico han sido:

- Grava cimiento:

$$\gamma = 1,9 \text{ Tn/m}^3$$

$$K = 3.000$$

$$n = 0,2$$

$$v = 0,035$$

$$K_{ur} = 5.500$$

- Arcilla cimiento:

$$\gamma = 2,0 \text{ Tn/m}^3$$

$$K = 508$$

$$n = 1,2$$

$$v = 0,35$$

$$K_{ur} = 800$$

6.5.2.2. Estériles limo-arcillosos

Se ha diferenciado la situación de consolidación bajo carga a corto (consolidación primaria) y largo plazo (consolidación primaria + secundaria), y la deformación del dique por desarrollo de succión al impedirse la infiltración de agua mediante la barrera radiológica de cobertura.

Los parámetros de los modelos hiperbólicos que caracterizan los anteriores procesos en los estériles limo-arcillosos son respectivamente:

- Consolidación primaria:

$$K = 123$$

$$n = 0,75$$

$$v = 0,38$$

$$K_{ur} = 281,4$$

- Consolidación primaria y secundaria:

$$K = 63$$

$$n = 0,56$$

$$v = 0,38$$

$$K_{ur} = 150$$

- Succión:

$$K = 131$$

$$n = 0,92$$

$$v = 0,38$$

$$K_{ur} = 270,5$$

En todos estos casos se ha adoptado un peso específico de los estériles de $1,65 \text{ T/m}^3$.

En paralelo con los anteriores parámetros de modelo hiperbólico, los ensayos realizados proporcionan un valor medio del índice de compresión $C_c = 0,727$, y valores medios del módulo edométrico y de los coeficientes de consolidación (C_v) y fluencia lenta (C_α) en consolidación secundaria:

$$E_m = 25,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_v = 2,45 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sg}$$

$$C_\alpha = 0,874 \times 10^{-2}$$

6.5.2.3. Estériles arenosos

En la misma forma anterior, se han establecido los siguientes modelos hiperbólicos de análisis de estos materiales:

- Consolidación primaria

$$K = 201,8$$

$$n = 0,63$$

$$v = 0,35$$

$$K_{ur} = 491,7$$

- Consolidación primaria y secundaria

$$K = 76,7$$

$$n = 0,5$$

$$v = 0,35$$

$$K_{ur} = 140$$

- Succión

$$K = 347$$

$$n = 1,04$$

$$v = 0,35$$

$$K_{ur} = 550$$

En todos los casos se puede adoptar un peso específico para los estériles arenosos de $1,85 \text{ Tn/cm}^3$.

Se ha estimado también los valores del índice de compresión, módulo edométrico y coeficiente de fluencia lenta por consolidación secundaria. Estos valores son:

$$C_c = 0,288$$

$$E_m = 46,2 \text{ Kg/cm}^3$$

$$C_\alpha = 0,3 \times 10^{-2}$$

En los ensayos edométricos realizados sobre estos estériles, predominantemente arenosos, no se llega a diferenciar con claridad la fase de consolidación primaria por ser muy rápida. Se considera concluida a los diez segundos para evaluar el coeficiente de consolidación C_v . A efectos de la definición del modelo hiperbólico de consolidación primaria y secundaria, se ha adoptado el tramo claramente rectilíneo de la curva de consolidación correspondiente al escalón de carga considerado.

6.5.2.4. Estériles recompactados

Para este material se puede adoptar análogamente los siguientes grupos de parámetros correspondientes al modelo hiperbólico tensodeformacional.

- Consolidación primaria:

$$K = 326,4$$

$$n = 0,91$$

$$v = 0,4$$

$$K_{ur} = 510,4$$

- Consolidación primaria y secundaria:

$$K = 66,1$$

$$n = 0,66$$

$$v = 0,4$$

$$K_{ur} = 130,5$$

El peso específico de los estériles recompactados se ha adoptado como $1,96 \text{ Tn/m}^3$.

De los ensayos edométricos resultan los siguientes valores medios

$$C_c = 0,218$$

$$E_m = 35,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_\alpha = 0,27 \times 10^{-2}$$

No se han determinado valores del coeficiente de consolidación C_v por no quedar suficientemente diferenciada la fase de consolidación primaria en

las curvas de consolidación.

Como en el caso anterior, los asientos de consolidación primaria se han estimado hasta el punto en que la ley de asientos se hace lineal en función del logaritmo del tiempo.

7. CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE LOS ESTÉRILES ESTUDIADOS

Sobre los distintos tipos de estériles estudiados (arenosos, limo-arenosos, limo-arcillosos y arcillosos) se han obtenido las curvas que, para distintas presiones de consolidación, relacionan la tensión tangencial dinámica con el número de ciclos.

Al haberse realizado, en una primera fase de estudio, ensayos en columna resonante y ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras intactas de los estériles arcillosos, los ensayos realizados en la presente investigación han consistido en la realización de ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras de estériles arenosos y limo-arenosos, sobre muestras preparadas en laboratorio en condiciones de humedad y densidad similares a las medidas in situ, induciendo deformaciones tangenciales en las probetas mediante ensayos de tensión controlada.

7.1. Ensayos de laboratorio realizados

Como ya se ha dicho, se ha utilizado el ensayo triaxial cíclico para determinar la resistencia dinámica del suelo mediante ensayos de tensión controlada, en los que se inducen en las probetas deformaciones tangenciales.

En la fig. 7.1 se indican los componentes básicos de la instalación empleada en este ensayo y que fundamentalmente son:

- Una célula triaxial que permite saturar y consolidar las probetas de suelo, provista de pistón, célula de carga, transductor de desplazamiento y transductor de presiones intersticiales. La probeta lleva doble membrana de goma con grasa de vacío interpuesta, y se utiliza etilenglicol como líquido de confinamiento, dado el bajo índice de solubilidad

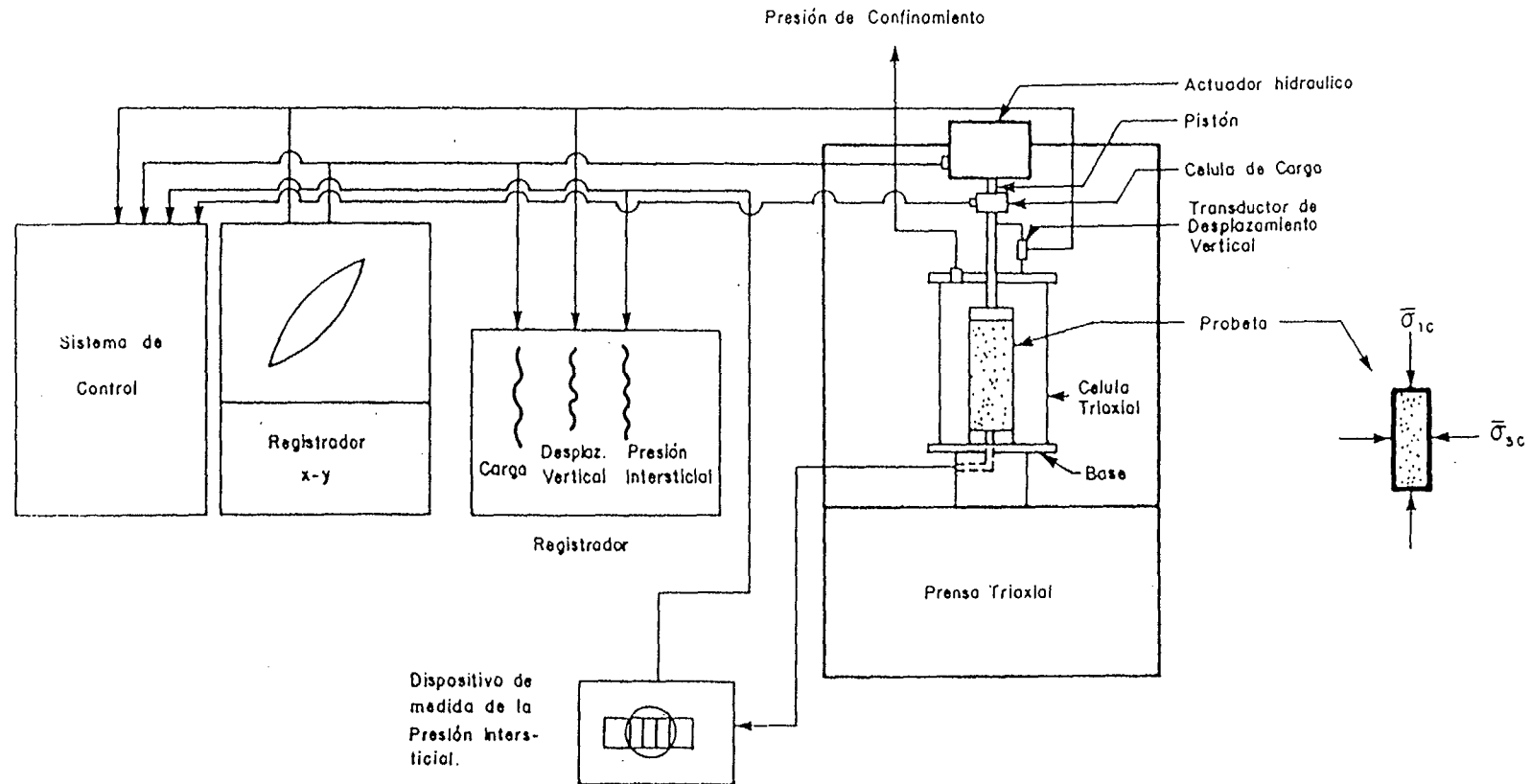


Fig. 7.1.- Esquema simplificado del equipo necesario para la realización de ensayos triaxiales dinámicos de suelos

del aire en él. Las presiones sucesivas de consolidación del suelo se equilibran por medio de contrapesos, controlando en cada momento la carga realmente soportada por la probeta con la célula de carga instalada en el interior de la célula triaxial.

- Un actuador, que mueve el pistón de carga a través de un sistema de control servoalimentado, utilizando como variable de control la fuerza transmitida por la célula de carga interior, regulándose manualmente los parámetros de ganancia y estabilidad del ciclo de realimentación. La señal de mando del actuador es senoidal con una frecuencia constante de 1 Hz, y la amplitud correspondiente en cada ensayo para la realización de tensiones deseada.
- Un sistema hidráulico de presión de alimentación del actuador, a 260 bar, consistente en una bomba de pistones movida por un motor trifásico, y controlable desde la prensa dinámica.
- Un sistema de registro y procesado de los datos generados durante el ensayo, principalmente carga, deformación longitudinal y presión intersticial. La toma de los mismos se realiza en tiempo real 30 veces por ciclo, lo que se considera suficiente para la definición de los procesos indicados. El sistema consta de un ordenador Digital PDP11-04, con 6 canales multiplexados de toma de datos, completándose con 2 unidades de discos flexibles, una pantalla gráfica con teclado Tektronix y una unidad de copias "hard-copy".

Aunque en el esquema de la fig. 7.1 aparecen los transductores de carga y deformación fuera de la célula triaxial, el hecho de que en su interior exista presión de aire, que hay que mantener durante la realización del ensayo, exige disponer de un sistema de sellado alrededor del pistón de carga que invalida la disposición de transductores esquematizada, al introdu-

cir rozamientos en el pistón que son función no sólo de la presión que existe en el interior de la célula sino también de la frecuencia y sentido en que se está moviendo el pistón. Con el fin de evitar estos problemas se decidió realizar los ensayos cíclicos controlando todo el proceso mediante una célula de carga instalada en el interior de la célula triaxial. El transductor de desplazamientos se situó entre la probeta y la célula de carga con el fin de que los registros de los movimientos no se vieran afectados por la deformabilidad de esta última.

El objetivo de este tipo de ensayos es la obtención de una serie de curvas que para cada presión de consolidación relacione la tensión tangencial dinámica con el número de ciclos de carga y descarga constantes a los que es necesario someter la probeta de suelo para obtener un determinado nivel de deformación entre picos, y que, para el trabajo de investigación de los estériles se ha considerado del 5%.

7.2. Resultados obtenidos

En las figs. 7.2 y 7.3 figuran los resultados de ensayos triaxiales dinámicos disponibles sobre los diferentes materiales existentes en el dique (arena, limo arenoso, limo arcilloso, arcilla). Estos ensayos contemplan resultados sobre muestras intactas cuando se pudieron tallar (estériles arcillosos), y sobre muestras remoldeadas con el índice de huecos original, cuando el tallado era imposible por la baja plasticidad de la muestra. Como puede apreciarse los resultados permiten interpolar tres curvas de proyecto que configurarían los límites inferior y superior de comportamiento dinámico de los estériles.

En la fig. 7.2 la curva de trazos representa la curva de proyecto para arenas y limos no plásticos, la curva de trazo lleno es la curva de pro-

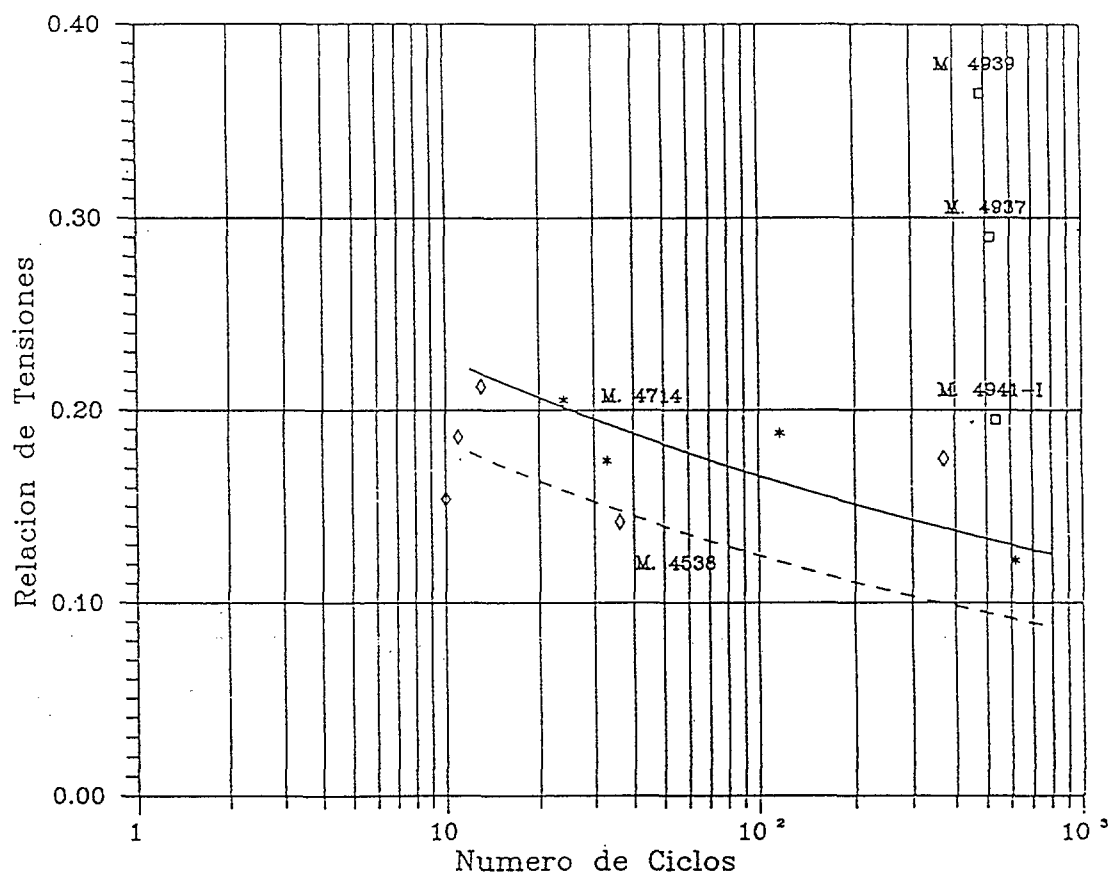


Fig. 7.2.- Curvas de Proyecto. Arenas y limos no plásticos

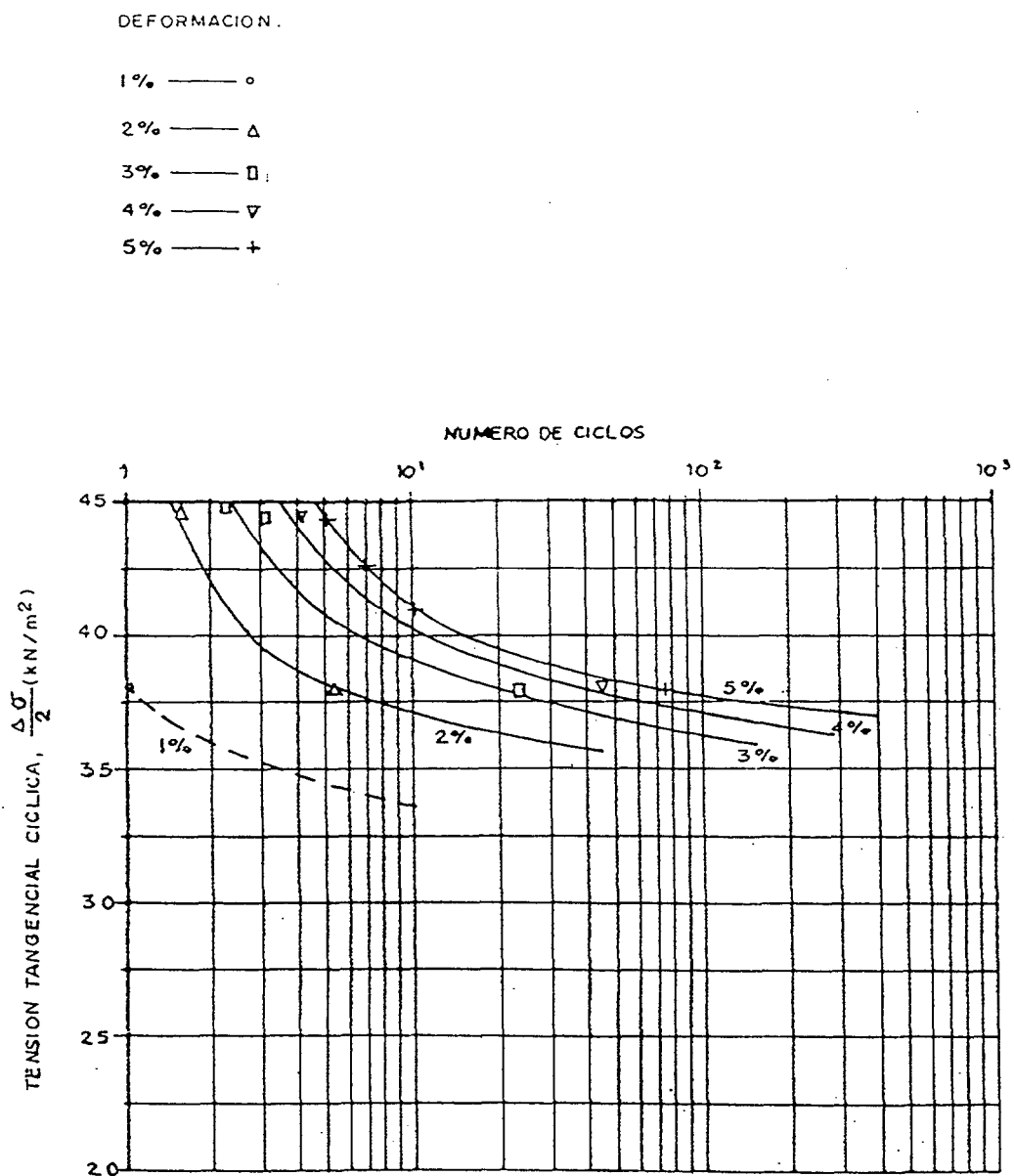


Fig. 7.3.- Curvas de proyecto. Arcilla

yecto correspondiente a limos arenosos. En la fig. 7.3 la curva correspondiente al 5% de deformación representaría el límite superior de resistencia dinámica de los materiales del dique, obtenida en el grupo de material que se ha denominado arcilla. Conviene señalar que las curvas de proyecto de la fig. 7.2 para arenas y limos arenosos se expresan en función de la relación entre tensión cortante cíclica y presión normal de confinamiento, en tanto que la fig. 7.3 refleja, para la arcilla, la curva de proyecto en función de la tensión tangencial cíclica ($\Delta\sigma/2$).

Como puede apreciarse los resultados con mayor dispersión, obtenidos en los ensayos triaxiales para muestras muy bandeadas y con predominio de materiales limoarcillosos, se sitúan en el intervalo comprendido entre dichas curvas extremas.

En el Apéndice II se recoge el detalle de los ensayos triaxiales cíclicos realizados sobre estériles arenosos y limo-arenosos. Estos ensayos, y los disponibles con anterioridad (estériles arcillosos), se han efectuado en condiciones anisotrópicas, con una relación de consolidación $K_c = 2$, habida cuenta de los resultados del estudio tensodeformacional estático realizado.

Las tres curvas de proyecto a que se ha hecho referencia, correspondientes a arena, limo arenoso y arcilla, se han corregido para tener en cuenta las condiciones tensionales existentes en el plano de rotura. Para ello se tiene que relacionar, para cada nivel de deformación, la tensión tangencial cíclica con la presión de consolidación σ_{nc} que actúa, antes de cargar cíclicamente la probeta, sobre el plano de rotura. Para probetas consolidadas anisotrópicamente, este plano se suele identificar con el que forma un ángulo de $45 - \phi'/2$ grados con el plano sobre el que actúa la tensión principal menor de consolidación. Se puede deducir que:

$$\tau_c = \frac{\Delta\sigma}{2} \text{ sen } (90 - \phi')$$

$$\sigma_n = \frac{\sigma'_3}{2} (1 + K_c - (K_c - 1) \cdot \cos (90 - \phi'))$$

siendo:

$\Delta\sigma$ El desviador cíclico impuesto a la probeta

ϕ' El ángulo de rozamiento interno del material

K_c La relación de tensiones σ_1/σ_3

En base a lo anterior se obtiene

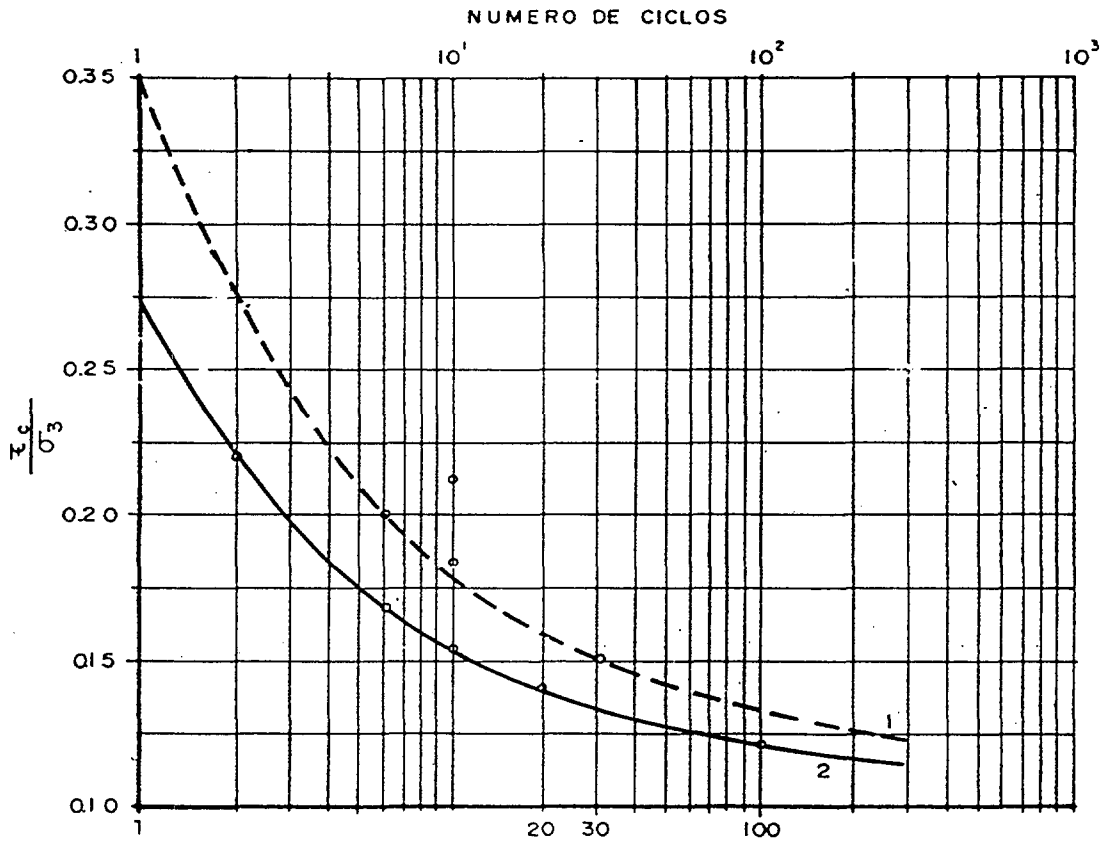
$$\frac{\tau_c}{\sigma_n} = \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_3} \frac{\text{sen } (90 - \phi')}{(1 + K_c - (K_c - 1) \cdot \cos (90 - \phi'))}$$

Puesto que, en los estériles arenosos o arcillosos, la variación de ϕ' es muy reducida (ϕ' variable entre 28 y 30°), se ha optado, con carácter conservador, adoptar $\phi' = 28^\circ$, con lo cual, para $K_c = 2$, se obtiene.

$$\frac{\tau_c}{\sigma_n} = \frac{\Delta\sigma}{2.85\sigma'_3}$$

que equivale a la aplicación sobre las curvas de laboratorio de un factor de corrección $c_r = 0,7$. Las figs. 7.4, 7.5 y 7.6 reflejan la corrección introducida en cada una de las tres curvas de diseño consideradas, una para cada una de las granulometrías de los estériles estudiadas.

ARENA



$$\sigma_1 = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

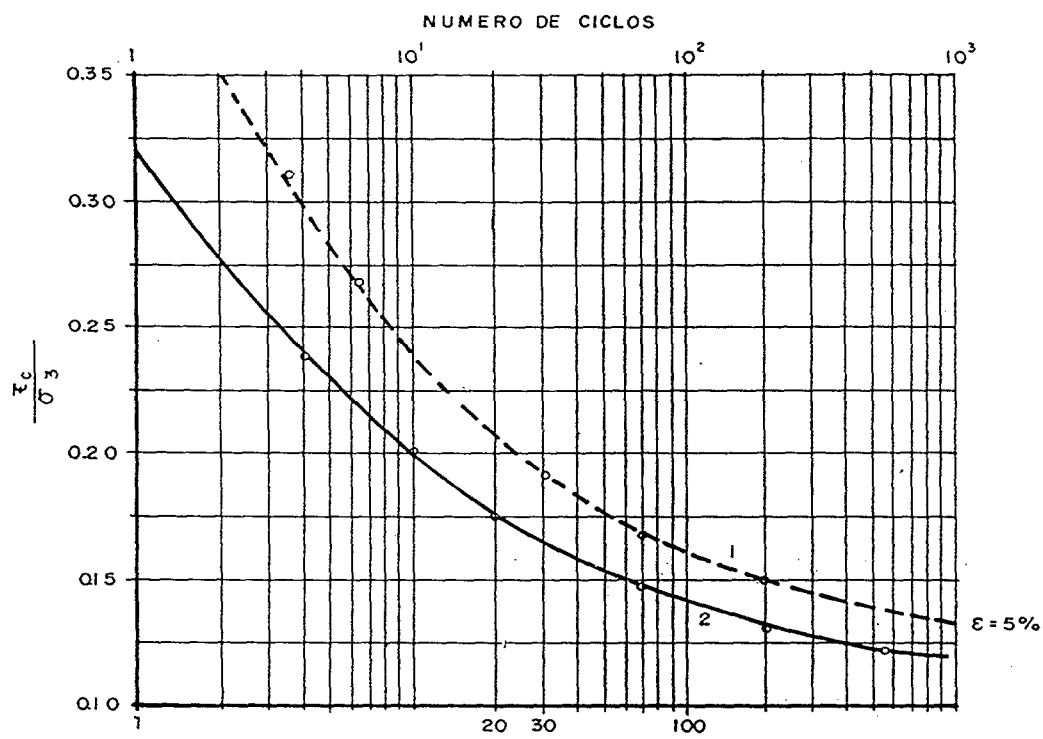
$$\sigma_3 = 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

1 (CURVA DE LABORATORIO)

2 (CURVA DE CALCULO)

Fig. 7.4.- Curva de proyecto corregida. Arena

LIMO - ARENOSO



$$\sigma_3 = 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

1 (CURVA DE LABORATORIO)

2 (CURVA DE CALCULO)

Fig. 7.5.- Curva de proyecto corregida. Limoarenoso

ARCILLA

1 (CURVA DE LABORATORIO)

2 (CURVA DE CALCULO)

$$\sigma_3 = 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1' = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

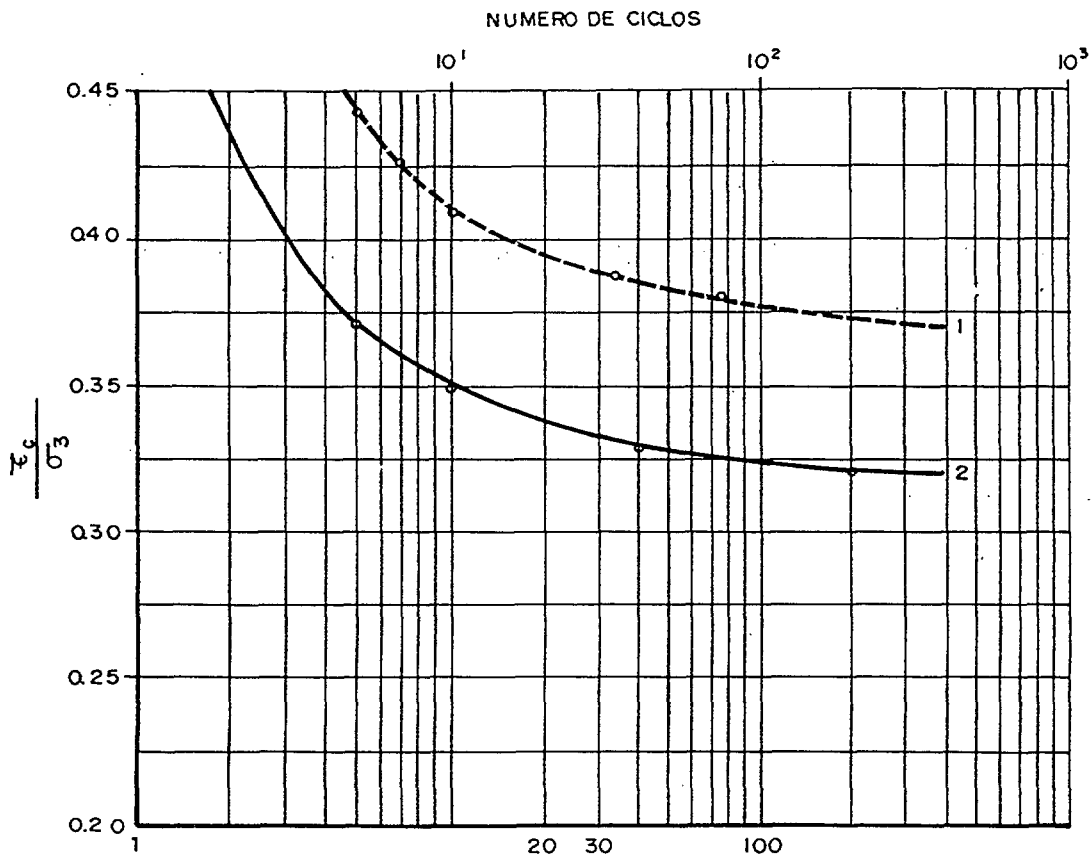


Fig. 7.6.- Curva de proyecto corregida. Arcilla

8. APLICACIÓN AL ESTUDIO DE LA FASE DE CLAUSURA DE LOS DIQUES DE ESTÉRILES DE LA FÁBRICA DE URANIO DE ANDÚJAR (JAÉN)

8.1. Introducción

A partir de la investigación realizada se han aplicado sus resultados en el análisis detallado de los diques de la Antigua Fábrica de Uranio de Andújar (Jaén) para su fase de clausura. El análisis ha comprendido los estudios de estabilidad de las secciones contempladas en la geometría final de los diques, así como el estudio bidimensional del comportamiento tenso-deformacional de los mismos.

Como complemento del estudio tenso-deformacional, y para su contraste con los resultados de un ensayo de carga realizado a gran escala en el dique bajo, se ha utilizado un modelo unidimensional aplicado al punto central del terraplén de prueba.

Finalmente se ha realizado el estudio dinámico de los diques, utilizando los acelerogramas de proyecto (campo próximo y campo lejano) definidos para el proyecto de clausura de los diques.

8.2. Análisis estático y pseudoestático en dos dimensiones de estabilidad del talud del dique

8.2.1. Programa de cálculo utilizado

STABL es un programa de ordenador elaborado para la solución general de problemas de estabilidad en dos dimensiones. El método de análisis utilizado es una adaptación del método de Bishop modificado, que permi-

te el estudio de superficies de rotura distintas de las circulares.

Mediante técnicas aleatorias genera superficies potenciales de rotura, y estudia sus correspondientes coeficientes de seguridad, determinando la más crítica de las superficies consideradas. Entre las superficies que puede estudiar se encuentran las circulares, los bloques deslizantes y las superficies irregulares de forma aleatoria.

El programa STABL está concebido para poder analizar distintas situaciones de características del terreno, como pueden ser: suelo heterogéneo, propiedades de comportamiento anisotrópico del suelo, cargas estáticas de agua y suelo, nivel freático, cargas pseudo-estáticas de terremoto, sobrecargas en los contornos.

El post-proceso del programa está equipado de un código de mensajes de error que permite identificar aquellos datos que pudieran ser inconsistentes con los formatos de entrada previstos. Además de disponer de una salida gráfica por impresora que permite confirmar visualmente los contornos geométricos introducidos como datos.

Los datos numéricos se introducen en formato libre lo que facilita en gran manera la creación de ficheros con una reducción importante de errores.

Un estudio más detallado del programa STABL figura en el informe, publicado por Ronald A. Siegel (1975).

8.2.2. Hipótesis consideradas en el análisis de la estabilidad del talud del dique

Para el estudio de la estabilidad del dique se han planteado dos situaciones, que se consideran como representativas del comportamiento frente a posibles deslizamientos, y que recogen respectivamente la sección del dique bajo, recrecida mediante estériles recompactados para alcanzar la configuración definitiva, y la sección del dique alto que se va a reperfilar como consecuencia del talud definitivo adoptado.

El estudio distingue los comportamientos a corto (presiones totales) y largo plazo (presiones totales y presiones efectivas) en los supuestos estático y pseudoestático en cada una de las dos secciones mencionadas.

Como parámetros de cálculo de los materiales que integran las secciones estudiadas se han adoptado los valores obtenidos en la investigación realizada y que se han recogido en apartados anteriores. A estos parámetros se ha añadido, en el estudio en presiones efectivas a largo plazo, el coeficiente r_u (incremento de la presión intersticial en la superficie de deslizamiento), representado por $r_u = u/\gamma \times h$.

El efecto de las presiones intersticiales se ha considerado ya que, si bien a largo plazo el dique se encontrará afectado por presiones intersticiales negativas (succión), en razón del déficit de aporte de humedad que introduce la barrera radiológica arcillosa de cobertura, la actuación del sismo y el eventual proceso de rotura a cortante del dique, si no es muy lento, pueden favorecer el desarrollo de sobrepresiones intersticiales capaces de anular la succión y generar presiones intersticiales superiores a la atmosférica.

Como se verá posteriormente, para la cuantificación adoptada del parámetro r_u , se obtiene una buena concordancia entre las evaluaciones de estabilidad en presiones totales y en presiones efectivas.

8.2.2.1. Sección recrecida. Comportamiento a corto plazo

En este caso se supone un comportamiento de los estériles, sobre los cuales se recrece el terraplén, representado por parámetros obtenidos en el ensayo triaxial U-U (no consolidado-no drenado). La parte recrecida mediante estériles nuevos compactados, se considera representada con parámetros estimados en función del grado de compactación que se espera obtener. A continuación se da un cuadro resumen de los parámetros de cálculo en presiones totales, de los diferentes materiales que integran la sección considerada.

	(T/m ³)	c (T/m ²)	ϕ (°)
Arcilla cimienta	2	8	10
Grava cimienta	1,9	0	38
Esteriles preexis- tentes	1,65	3	0
Estériles recompac- tados	1,96	2	20
Gravilla cobertura	1,9	0	35
Arena cobertura	1,9	0	30
Arcilla cobertura	2	2	25

En las figs. 8.1 y 8.2, se recogen los casos de estudio, reseñándose, en el cuadro resumen adjunto, los coeficientes de seguridad obtenidos para cada caso.

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS
 COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 2.282

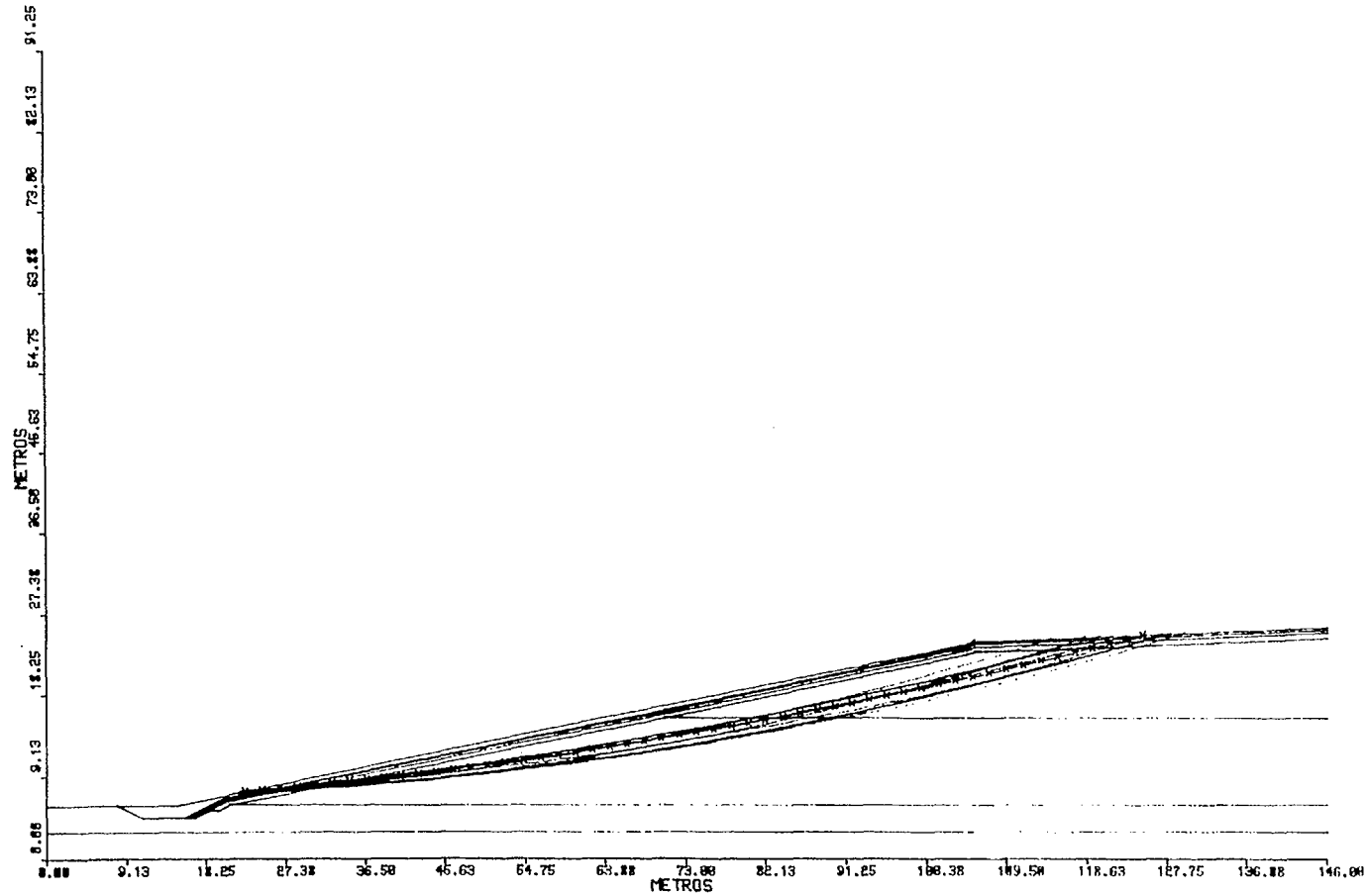


Fig. 8.1.- Sección recrecida. Corto plazo. Análisis en totales. Cálculo estático

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS
COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 1.211

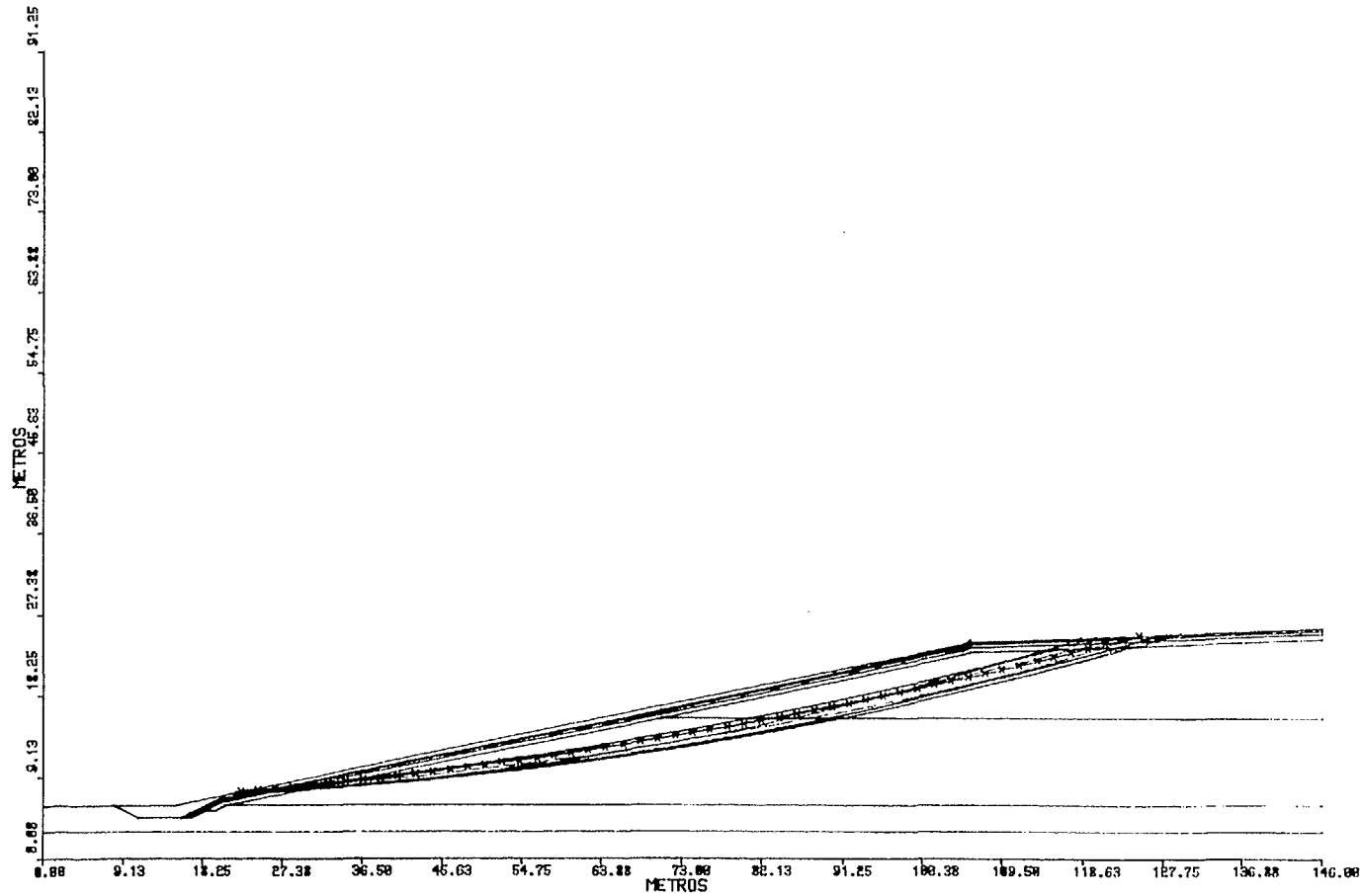


Fig. 8.2.- Sección recrecida. Corto plazo. Análisis en totales. Cálculo pseudo-estático

Caso	Estático	Pseudo-estático a = 0,15 g
<hr/>		
Sección recrecida		
Corto plazo	2.282	1.211

8.2.2.2. Sección recrecida. Comportamiento a largo plazo

8.2.2.2.1. Análisis en presiones totales

El comportamiento a largo plazo de la sección recrecida supone la aparición de una cohesión por desarrollo de succión (que desaparecería si se anula la succión) acompañada de otra componente de cohesión motivada por la consolidación debida al incremento de presiones efectivas que provoca la succión (esta componente de cohesión permanece aunque se anule la succión a largo plazo).

Para el cálculo de esta segunda componente "permanente" de cohesión por consolidación se ha empleado la fórmula de Skempton: $c = (0,11 + 0,0037 I_p) * p$, siendo I_p el índice de plasticidad y p el incremento de presión efectiva que genera la cohesión. Para un valor medio de $I_p = 25$ se obtendría en la mitad inferior de los terraplenes (succión media a largo plazo $0,5 \text{ Kg/cm}^2$) un valor de c de aproximadamente $0,1 \text{ Kg/cm}^2$, y en la mitad superior de los mismos (succión media a largo plazo $1,5 \text{ Kg/cm}^2$) un valor de cohesión de $0,3 \text{ Kg/cm}^2$.

Dado que la fórmula de Skempton se aplica a suelos consolidados anisotrópicamente bajo carga vertical p , y en nuestro caso la consolidación por succión es isotrópica, los valores de cohesión estimados anteriormente pueden considerarse conservadores.

En el análisis pseudoestático a largo plazo se ha tomado como coeficiente sísmico un valor de $a = 0,23 \text{ g}$ que corresponde al 65% del valor medio (0.35 g) de los valores pico de aceleración del terremoto a utilizar en el estudio dinámico.

Los parámetros de peso específico y de resistencia a cortante que se han utilizado para los diferentes materiales que integran la sección de cálculo son:

	(T/m ₃)	C (T/m ²)	ϕ (°)
Arcilla cimient	2	8	10
Grava cimient	1,9	0	38
Estériles recompactados	1,96	5	20
Estériles nuevos			
sobrecargados	1,65	1	27
Gravilla cobertura	1,9	0	35
Arena cobertura	1,9	0	30
Arcilla cobertura	2	2	25

En las figs. 8.3 y 8.4 se recogen los casos estudiados para esta sección de cálculo, reseñando, en el cuadro resumen adjunto, los coeficientes de seguridad obtenidos.

Caso	Estático	Pseudo-estático $a = 0,23 \text{ g}$
Sección recrecida		
Largo plazo	3,16	1,4
(Presiones totales)		

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS
 COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 3.167

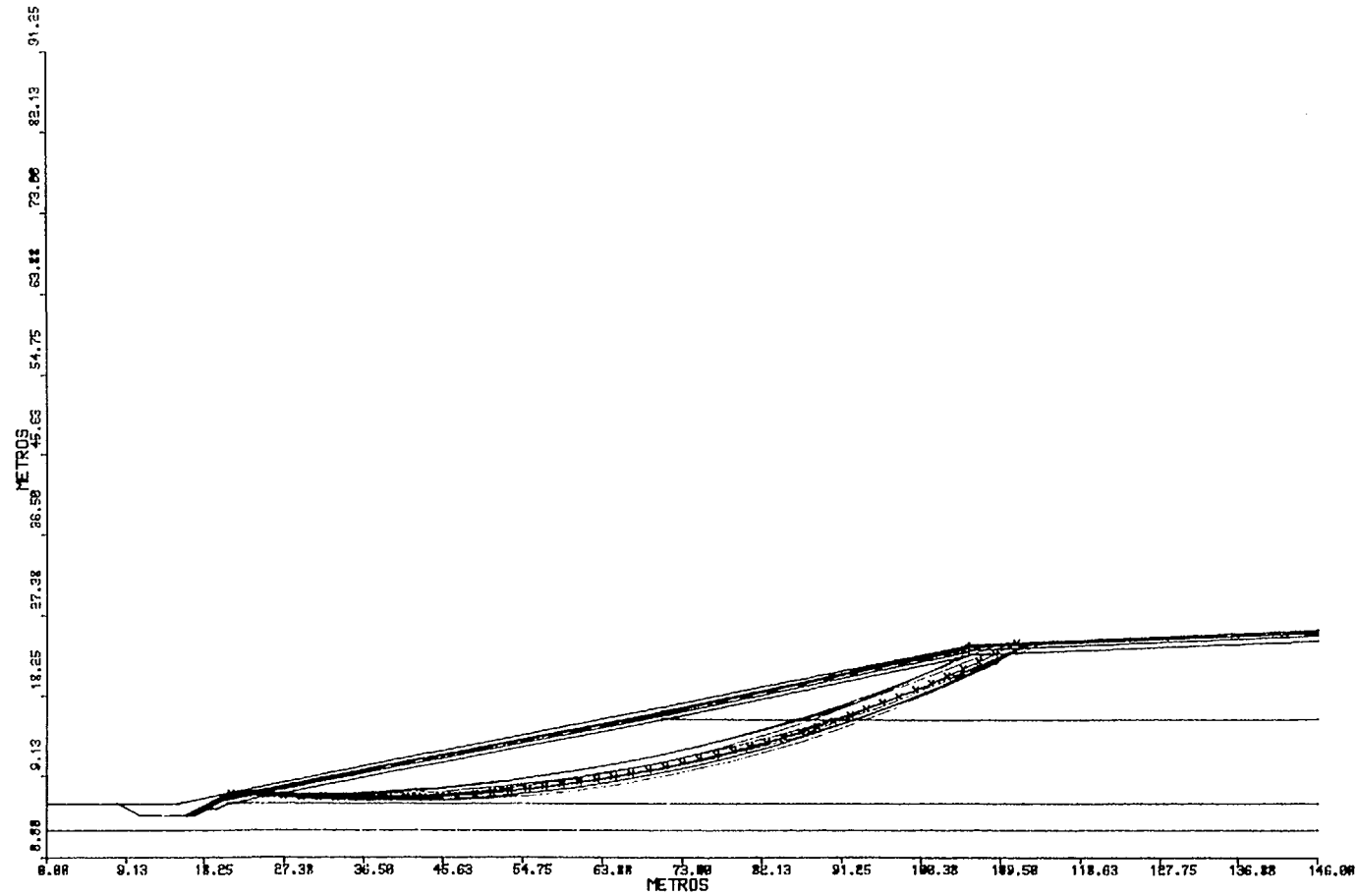


Fig. 8.3.- Sección recrecida. Largo plazo. Análisis en totales. Cálculo estático

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS

COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 1.406

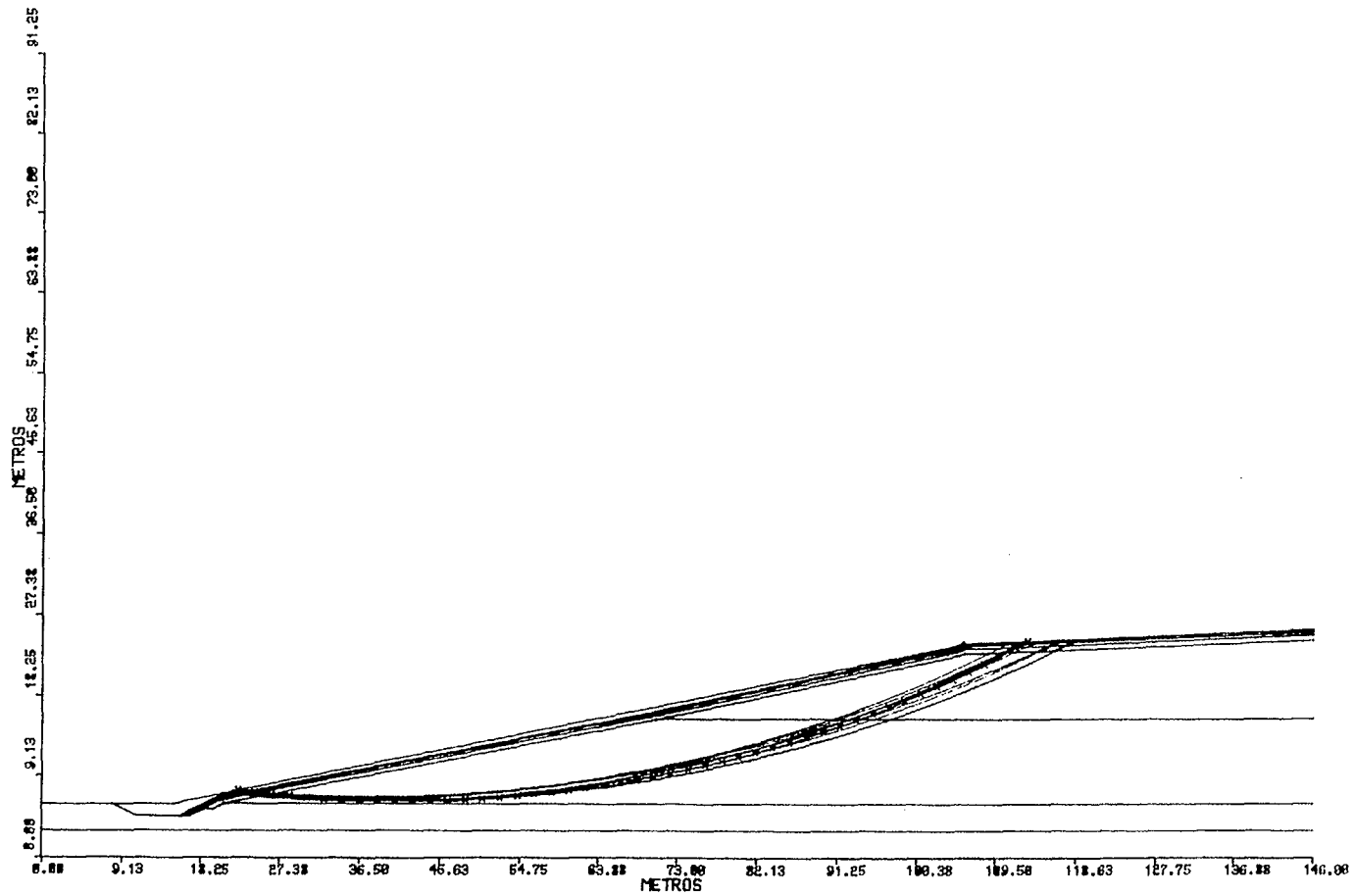


Fig. 8.4.- Sección recrecida. Largo plazo. Análisis en totales. Cálculo pseudo-estático

8.2.2.2.2. Análisis en presiones efectivas

Se adoptan para los estériles no recompactados (parte inferior del dique) los parámetros de resistencia a cortante en presiones efectivas anteriormente establecidos $c' = 0$, $\phi' = 30^\circ$. Ello equivale a prescindir de la sobreconsolidación que a largo plazo introduciría en los estériles el desarrollo de la succión que, en la parte inferior del dique, es de menor entidad.

En síntesis, para este análisis en presiones efectivas se han utilizado los siguientes parámetros relativos a los diferentes materiales que componen la sección de cálculo.

	(T/m ³)	c' (T/m ²)	ϕ' (°)	$r_u(u/\gamma xh)$
Arcilla cimient	2	0	28	0
Grava cimient	1,9	0	38	0
Estériles	1,65	0	30	0,15
Estériles recompactados	1,96	1	25	0,15
Gravilla cobertura	1,9	0	35	0
Arena cobertura	1,9	0	30	0
Arcilla cobertura	2	0	30	0,15

En figs. 8.5 y 8.6 se recogen los casos estudiados, resumiendo a continuación los coeficientes de seguridad obtenidos.

Caso	Estático	Pseudo-estático $a = 0,23 \text{ g}$
Sección recrecida		
Largo plazo (Presiones efectivas)	2,764	1,271

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS
COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 2.764

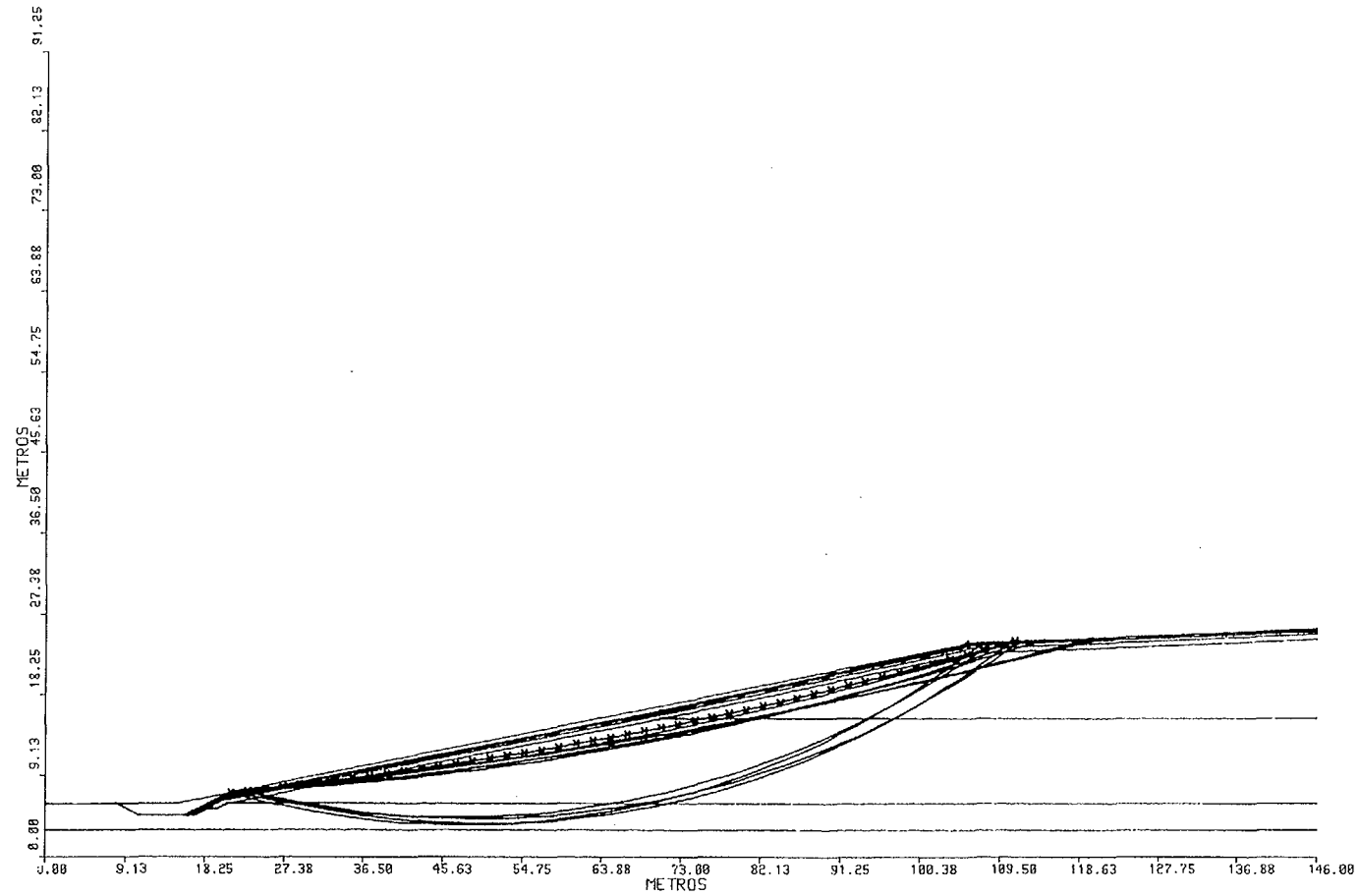


Fig. 8.5.- Sección recrecida. Largo plazo. Análisis en efectivas. Cálculo estático

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS
COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 1.271

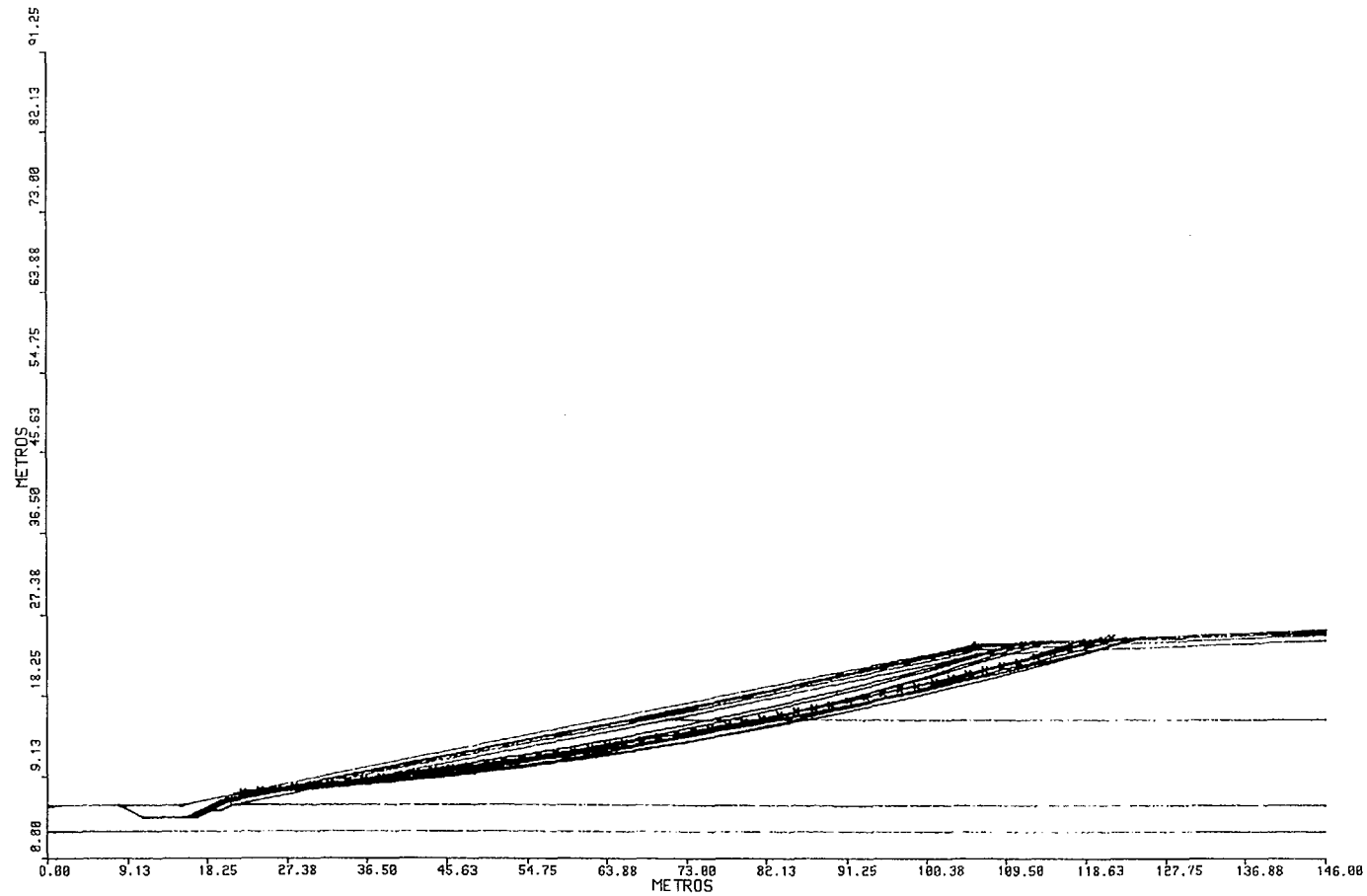


Fig. 8.6.- Sección recrecida. Largo plazo. Análisis en efectivas. Cálculo pseudo-estático

8.2.2.3. Sección reperfilada. Corto plazo

La sección reperfilada, que representa las zonas de taludes de los diques altos actuales que van a modificarse, para adaptarse a la configuración geométrica definitiva, se ha parametrizado desde el punto de vista de la resistencia a cortante de acuerdo con los valores obtenidos de los ensayos de penetración "in situ", confirmados por los parámetros de resistencia a cortante en presiones totales obtenidas mediante ensayos triaxiales C.U. Mediante este análisis en presiones totales, se soslaya el problema de definir la distribución de presiones intersticiales en el plano de rotura que es necesario introducir en el análisis de presiones efectivas, según ya se ha señalado.

Como parámetros de resistencia a cortante y peso específico para este caso se han utilizado.

	(T/m ³)	c (T/m ²)	ϕ (°)
Arcilla cimienta	2	8	10
Grava cimienta	1,9	0	38
Estériles nuevos	1,65	0	25
Estériles viejos	1,65	0	27
Gravilla cobertura	1,9	0	35
Arena cobertura	1,9	0	30
Arcilla cobertura	2	2	25

En las figs. 8.7 y 8.8 se recogen los casos estudiados para esta hipótesis de cálculo, adjuntándose en el cuadro siguiente un resumen de los coeficientes de seguridad obtenidos.

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS

COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 2.546

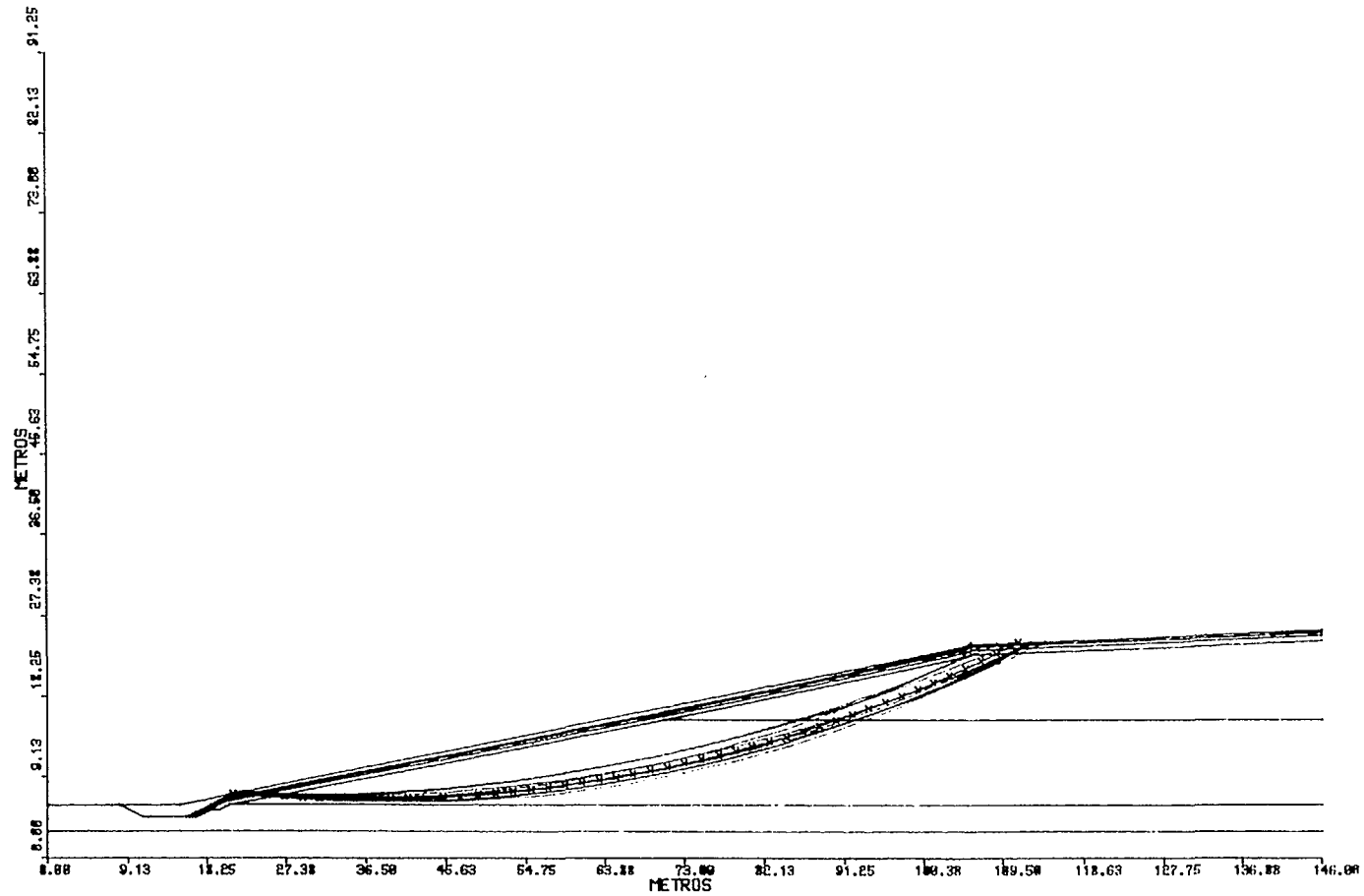


Fig. 8.7.- Sección reperfilada. Corto plazo. Análisis en totales. Cálculo estático

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS
 COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 1.407

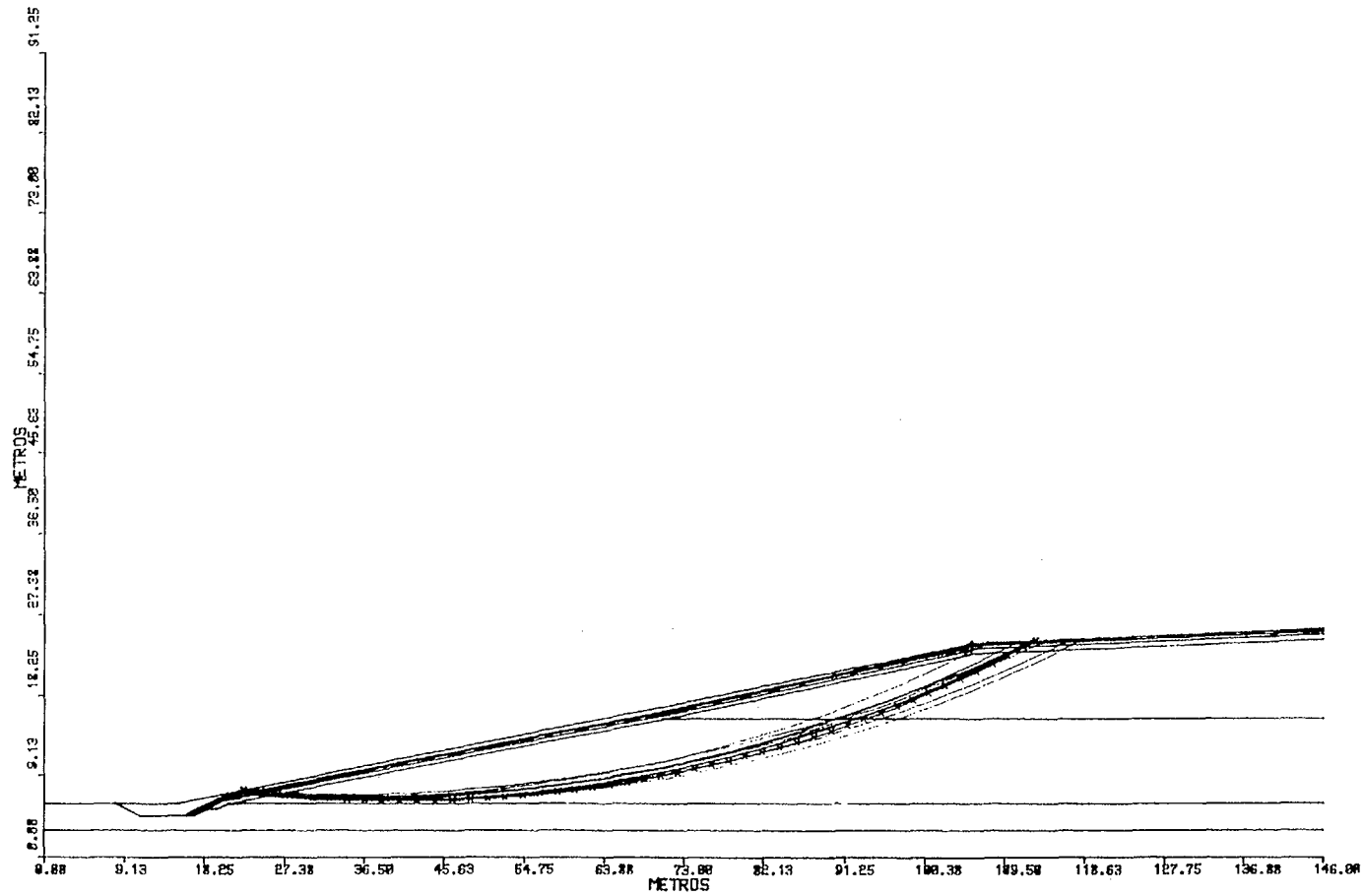


Fig. 8.8.- Sección reperfilada. Corto plazo. Análisis en totales. Cálculo pseudo-estático

Caso	Estático	Pseudo-estático $a = 0,15 g$
<hr/>		
Sección reperfilada		
Corto plazo	2,546	1,407
(Presiones totales)		

8.2.2.4. Sección reperfilada a largo plazo

8.2.2.4.1. Análisis en presiones totales

El fenómeno de mejora de resistencia a cortante con el tiempo se estima cuantificado, en forma suficientemente conservadora, aceptando el desarrollo de cohesiones por consolidación de succión en la forma ya reseñada para la sección de terraplén recrecido. En estas condiciones no se han alterado los parámetros de corte de fricción interna empleados en el análisis a corto plazo. Al igual que en el caso de la sección recrecida se ha adoptado, para el cálculo pseudoestático, un coeficiente $a = 0,23 g$.

En base a estos planteamientos se ha adoptado como parámetros de peso específico y resistencia a cortante los siguientes:

	(T/m^3)	c (T/m^2)	ϕ ($^\circ$)
<hr/>			
Arcilla cimienta	2	8	10
Grava cimienta	1,9	0	38
Estériles nuevos	1,65	3	25
Estériles viejos	1,65	1	27
Gravilla cobertura	1,9	0	35
Arena cobertura	1,9	0	30
Arcilla cobertura	2	2	25

En las figs. 8.9 y 8.10 se recogen los casos estudiados, resumiéndose, como en los casos anteriores, los coeficientes de seguridad obtenidos para cada caso en el cuadro adjunto.

Caso	Estático	Pseudo-estático a = 0,23 g
<hr/>		
Sección reperfilada		
Largo plazo	2,69	1,189
(Presiones totales)		

8.2.2.4.2. Análisis en presiones efectivas

Con las mismas hipótesis del apartado 8.2.2.2.2, habida cuenta que en la sección de cálculo no existen estériles recompactados, se han utilizado los siguientes parámetros de cálculo:

	(T/m ₃)	c'(T/m ²)	ϕ'(°)	r _u (u/γ x x h)
Arcilla cimient	2	0	28	0
Grava cimient	1,9	0	38	0
Estériles	1,65	0	30	0,15
Gravilla cobertura	1,9	0	35	0
Arena cobertura	1,9	0	30	0
Arcilla cobertura	2	0	30	0,15

Al igual que anteriormente se ha estimado una generación de presiones intersticiales en rotura, a lo largo de la superficie de deslizamiento.

En las figs. 8.11 y 8.12 se recogen los casos estudiados. A

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS
COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 1.189

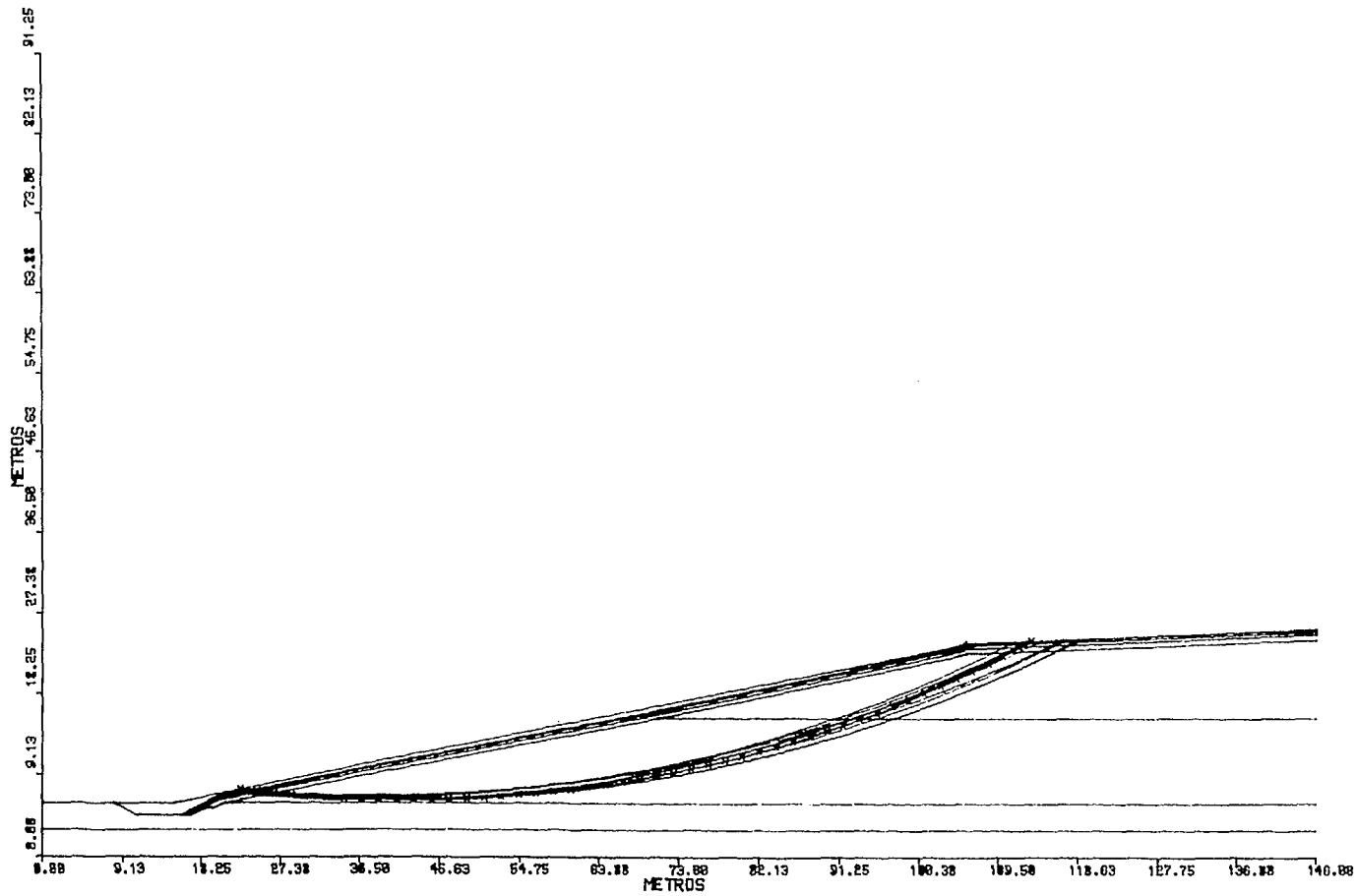


Fig. 8.9.- Sección reperfilada. Largo plazo. Análisis en totales. Cálculo estático

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS

COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 2.690

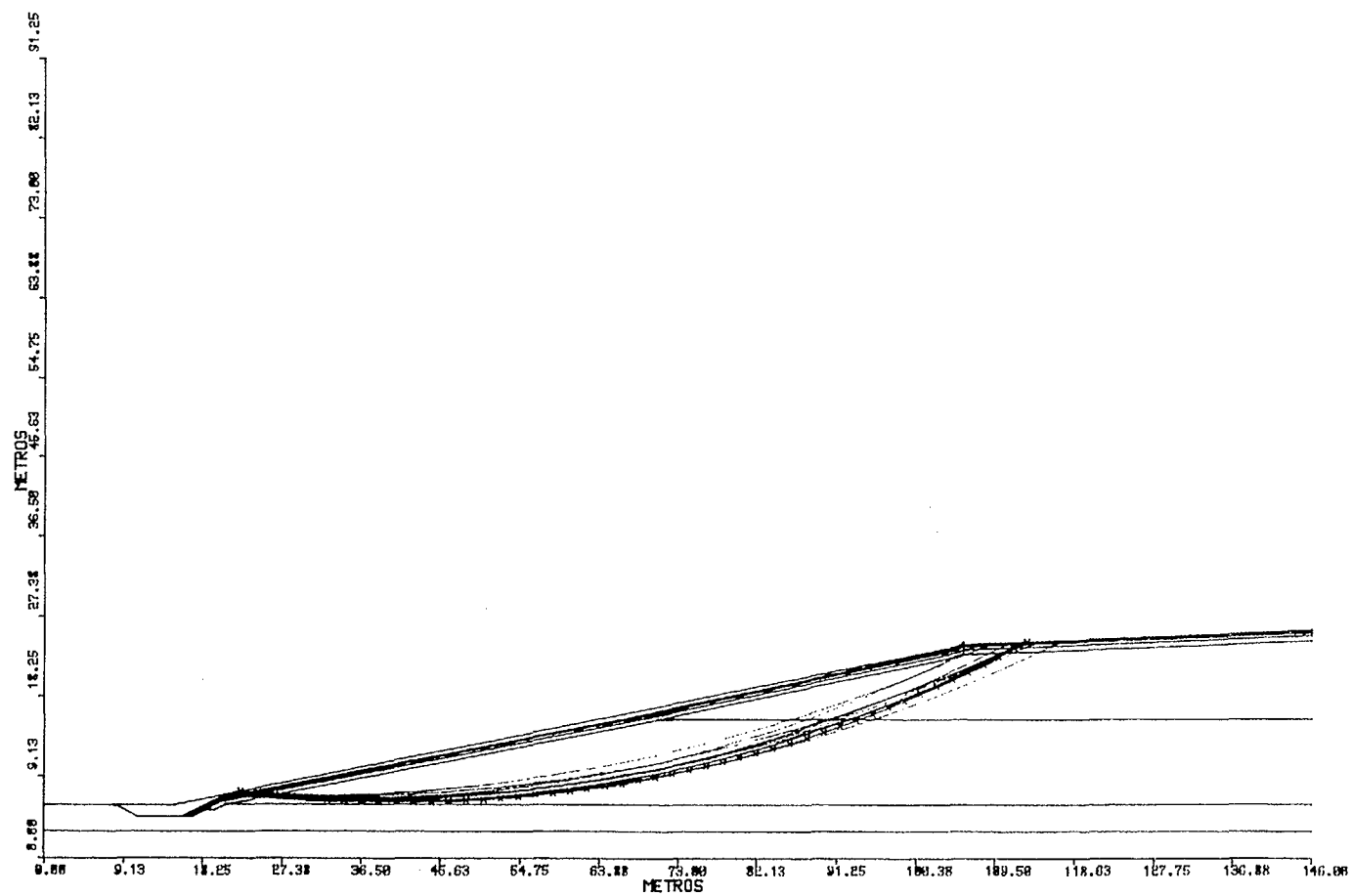


Fig. 8.10.- Sección reperfilada. Largo plazo. Análisis en totales. Cálculo pseudo-estático

GENERADAS LAS 10 SUPERFICIES PESIMAS

COEF. DE SEGURIDAD MINIMO= 2.484

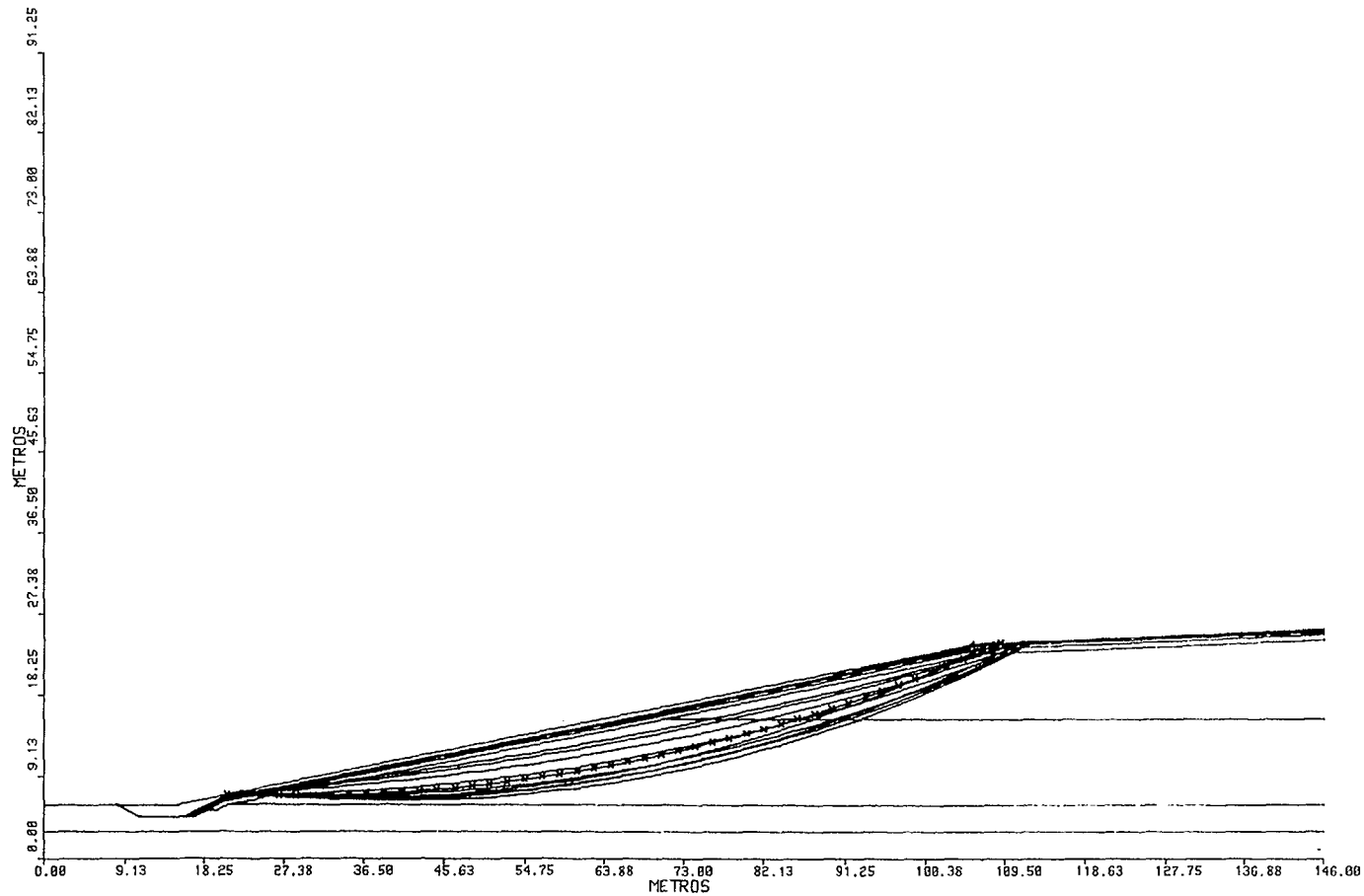


Fig. 8.11.- Sección reperfilada. Largo plazo. Análisis en efectivas. Cálculo estático

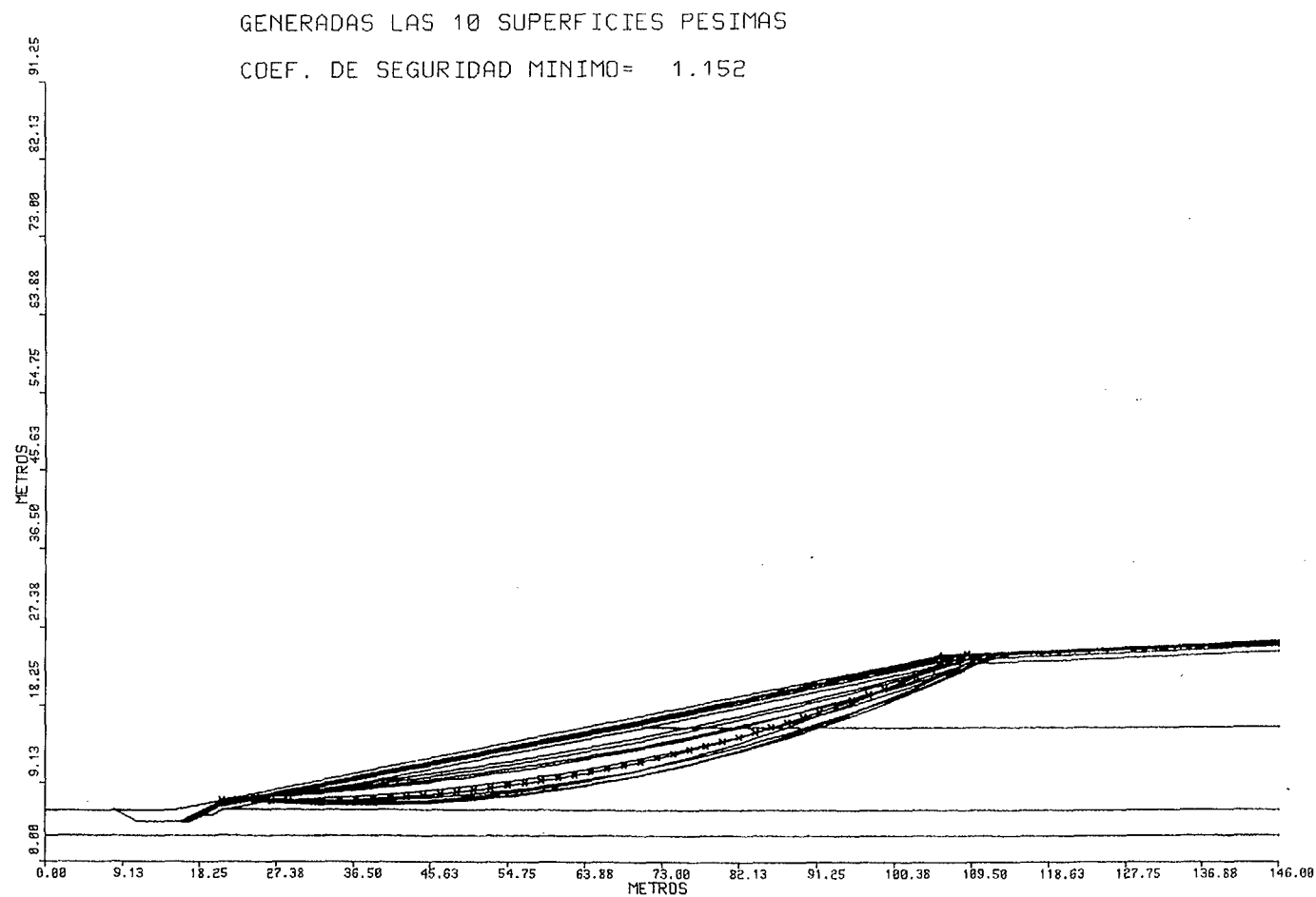


Fig. 8.12.- Sección reperfilada. Largo plazo. Análisis en efectivas. Cálculo pseudo-estático

continuación se resumen los coeficientes de seguridad a deslizamiento obtenidos.

Caso	Estático	Pseudo-estático a = 0,23 g
<hr/>		
Sección reperfilada		
Largo plazo (Presiones efecivas)	2,484	1,15

8.3. Análisis del comportamiento tenso-deformacional en condición estática de una sección típica de los diques recrecidos

8.3.1. Introducción

Para cuantificar los asientos previsibles de consolidación en los diques que se van a recrecer se ha tomado como punto de partida, para estudiar su posible evolución a partir del estado actual, la sección N-0 de los mismos (ver fig. 4.1), que se ha considerado como la más desfavorable desde el punto de vista de deformabilidad, por quedar embebidos en ella, una vez recrecida, los espaldones de arena que sirvieron de contención en el proceso de deposición de los diques durante su construcción.

La predicción de asientos considerada distingue los asientos que se espera sean debidos al período de consolidación primaria de los de la etapa de consolidación secundaria, en función del análisis de los estériles, realizado en el presente trabajo. Los asientos debidos al desarrollo de succión, posterior a la consolidación primaria, se han evaluado independientemente de los procesos de consolidación anteriores, en base a los datos proporcionados por el ensayo edométrico de succión controlada, en el cual se midieron deformaciones debidas a succión, gravitando sobre la muestra su presión aproximada de preconsolidación "in situ". El efecto de la succión, en general no considerado en los estudios de este tipo de almacenamientos, establece uno de los aspectos más relevantes del trabajo de investigación realizado.

Al presentar el material existente en los diques bajos, condiciones complejas de sobreconsolidación por desecación e incluso subconsolidación, se ha adoptado un modelo simplificado de cálculo, en el cual se ha prescindido de la reducción de asientos que supone la sobreconsolidación de

la capa superficial y se ha adoptado, para definir la deformabilidad bajo nueva carga del material del dique bajo, el comportamiento medio de los estériles recientes ensayados en laboratorio en edómetro. Se ha prescindido igualmente de la irregularidad topográfica que exhibe la superficie de los diques bajos, aceptándose un espesor uniforme en los estériles del orden de 8,5 m que representa un valor medio de la sección tipo N-O.

En las condiciones anteriores se considera que la estimación de movimientos quedará del lado de la seguridad. Por ello las estimaciones de deformaciones en la capa de cobertura final del dique recrecido, proporcionarán una cota superior razonable para estimación del comportamiento de la barrera radiológica.

8.3.2. Programa de cálculo utilizado

Como programa de cálculo se ha utilizado el programa ISBILD que fue codificado inicialmente por Ozawa y Duncan, en el año 1973, en la Universidad de Berkeley en California. Utiliza la técnica de los elementos finitos para resolver el problema de evaluación del estado tensional en una estructura de materiales sueltos.

El programa ISBILD utilizado es una versión del año 1975 mejorada con respecto a la original del año 1973. Esta versión modificada incorpora una serie de mejoras conceptuales y de mayor comodidad en la entrada de datos, con respecto al antiguo programa LSBILD también desarrollado en la Universidad de Berkeley, por Kulhawy.

El cálculo se realiza en dos dimensiones, partiendo de las hipótesis correspondientes a la deformación plana, pudiéndose calcular tensiones y desplazamientos en cada una de las diferentes fases en que esquemática-

mente se subdivide la ejecución de la obra, referida a una sección transversal del dique final.

Para resolver el carácter no lineal del comportamiento de los materiales sueltos, se utiliza el modelo hiperbólico, que fue desarrollado inicialmente por Duncan y Chang (1970), basados en los resultados de ensayos edométricos. Numéricamente se resuelve el problema por un procedimiento incremental, en el cual las cargas se dividen en un número pequeño de sucesivos incrementos, suponiendo un comportamiento lineal del material para cada incremento. Los valores de los módulos para cada elemento, durante cada incremento de carga, son corregidos de acuerdo con el nivel de tensiones del elemento en carga.

Con objeto de representar mejor, de forma matemática, el comportamiento deformacional del material en la rotura, el programa utiliza las relaciones propuestas por Clough y Woodward (1967) que permiten reproducir la apreciable resistencia a la compresión volumétrica que presentan los materiales sueltos y su baja resistencia al corte.

Como elementos finitos utiliza elementos "isoparamétricos incompatibles", que permiten, para el número de grados de libertad que poseen, un comportamiento de los mismos muy aceptable. Al utilizar un orden de aproximación mayor para los desplazamientos que para la geometría y producir con ello anomalías en los momentos en los bordes, se introducen unos grados de libertad ficticios, adicionales, que aunque producen incompatibilidades de tipo parabólico, mejoran notablemente sus características. Este tipo de análisis fue desarrollado fundamentalmente por Wilson (1971). El inconveniente que presenta este tipo de elementos, es el mal funcionamiento en general de los elementos "triángulo", con sólo tres nudos. Por ello, en la versión del programa ISBILD que se ha empleado, se mejora la asignación de tensiones iniciales a los elementos situados bajo superficie del talud.

8.3.3. Parámetros del modelo hiperbólico

En la tabla 8.1 adjunta se sintetizan los parámetros del modelo hiperbólico utilizados para cada material de la sección de estudio según la fase de consolidación analizada, y cuya valoración se ha llevado a cabo en la investigación realizada.

8.3.4. Hipótesis estudiadas

Se han considerado dos situaciones posibles: designadas "con tacón de arena" y "sin tacón de arena", que corresponden a las hipótesis sucesivas de que el espaldón arenoso comprendido entre los diques números 1 y 3 tenga espesor doble o igual al de los espaldones de contención perimetral de los diques.

Las figs. 8.13 y 8.14 representan las dos mallas de elementos finitos utilizadas en el análisis. La numeración de los materiales corresponde a la siguiente designación:

1. Gravas cimienta
2. Arcilla cimienta
3. Estériles preexistentes
4. Arena preexistente
5. Estériles recom pactados
6. Capa de cobertura

La fig. 8.13 refleja la hipótesis de espaldón de espesor sencillo entre diques alto y bajo. A efectos de simplificar la denominación este caso se designa como "sin tacón de arena".

Tabla 8.1.- Valores de los parámetros del Modelo Hiperbólico utilizados

Consolidación primaria. Modelo Hiperbólico

Material	(T/m ³)	K	K _{ur}	n	ν
Grava Cimiento	1,9	3000	5500	0,2	0,35
Arcilla Cimiento	2,0	508	800	1,2	0,35
Estériles	1,65	123	281,4	0,75	0,38
Arena	1,85	201,8	491,7	0,63	0,35
Estériles Recompactados	1,96	326,4	510,4	0,91	0,4
Cobertera	1,90	2500	4000	0,3	0,4

Consolidación primaria + secundaria. Modelo Hiperbólico

Material	(T/m ³)	K	K _{ur}	n	ν
Grava Cimiento	1,9	3000	5500	0,2	0,35
Arcilla Cimiento	2,0	508	800	1,2	0,35
Estériles	1,65	63	150	0,56	0,38
Arena	1,85	76,7	140	0,5	0,35
Estériles Recompactados	1,96	66,1	130,5	0,66	0,4
Cobertera	1,90	2500	4000	0,3	0,4

Succión. Modelo Hiperbólico

Material	(T/m ³)	K	K _{ur}	n	ν
Grava Cimiento	1,9	3000	5500	0,2	0,35
Arcilla Cimiento	2,0	508	800	1,2	0,35
Estériles	1,65	131	270,5	0,92	0,38
Arena	1,85	347	550	1,04	0,35
Estériles Recompactados	1,96	347	550	1,04	0,38
Cobertera	1,9	347	550	1,04	0,40

Fig. 8.13.- Malla de elementos finitos con el detalle de los materiales. Hipótesis espaldón sencillo entre diques alto y bajo. Sin tacón de arena

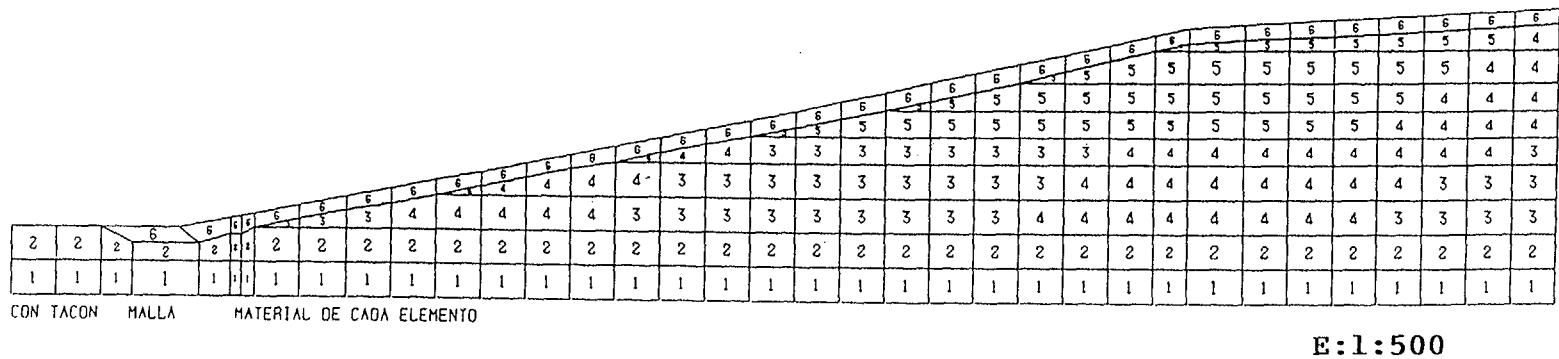


Fig. 8.14.- Malla de elementos finitos con el detalle de los materiales. Hipótesis de espaldón doble entre diques alto y bajo. Con tacón de arena

La fig. 8.14 refleja la posibilidad de que el espaldón entre diques tuviera espesor doble (en razón de la configuración topográfica en superficie del borde del dique bajo en contacto con el alto) en el caso mencionado y se designa como "con tacón de arena".

En la fig. 8.15 se recoge la malla de análisis con los nodos numerados.

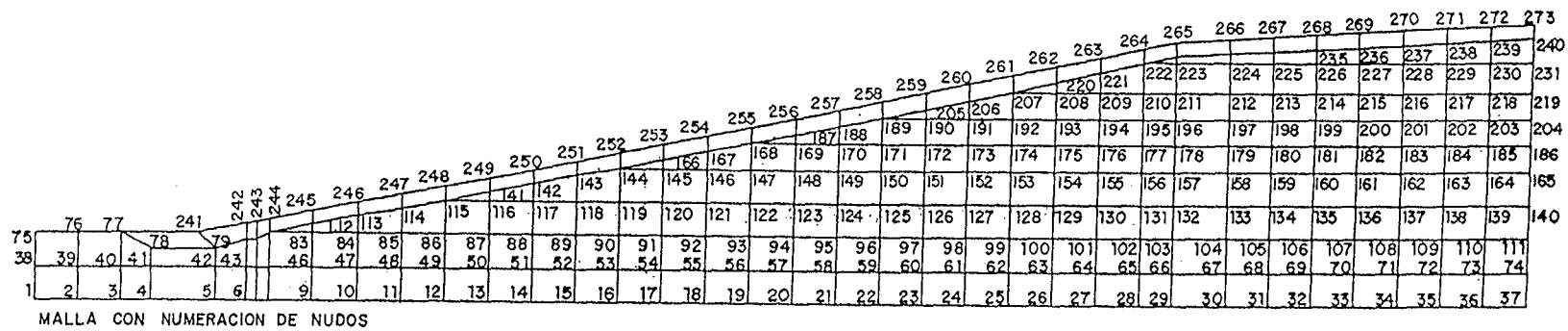
Las figs. 8.16 a 8.24 reflejan respectivamente las tensiones y los desplazamientos en el dique bajo por efecto de la sobrecarga en condiciones de ausencia o presencia de "tacón de arena" (espesor sencillo o doble, respectivamente, del espaldón arenoso de contención entre diques altos y bajos) para consolidación primaria, consolidación primaria y secundaria y desarrollo de succión estacionaria.

En todos los casos de análisis se ha tomado como parte preexistente de la sección la correspondiente a los diques 1 y 3. Se cuantifican por tanto los asentamientos a partir de la situación preexistente.

8.3.5. Resultados obtenidos

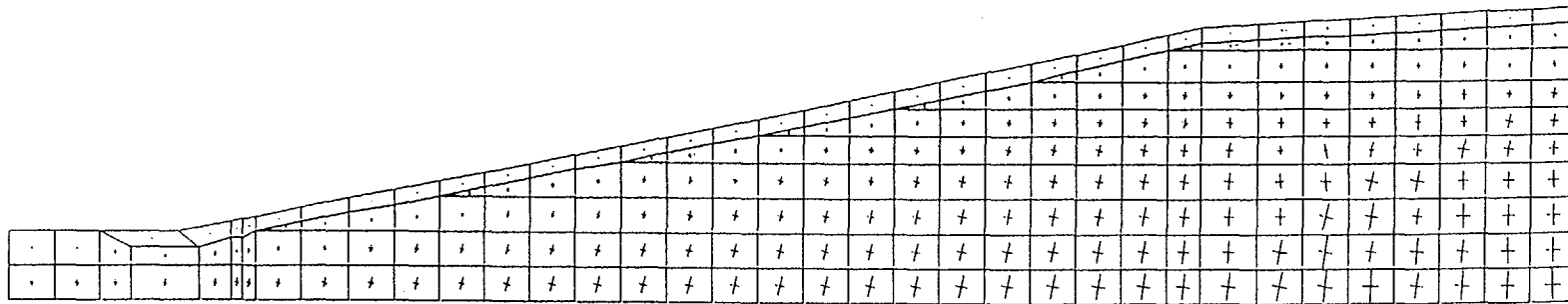
En las figs. 8.25 a 8.29 se representan los asentamientos esperables de la base de la capa de protección o barra radiológica para cada caso analizado.

Las deformaciones horizontales correspondientes a dicha base de cobertera en cada caso de análisis se dan en tanto por uno en las tablas 8.2 a 8.6. Como puede apreciarse en dichas tablas, las deformaciones son en general poco significativas salvo en coronación de taludes y en las transiciones entre estériles y espaldones de arena donde se obtienen deforma-



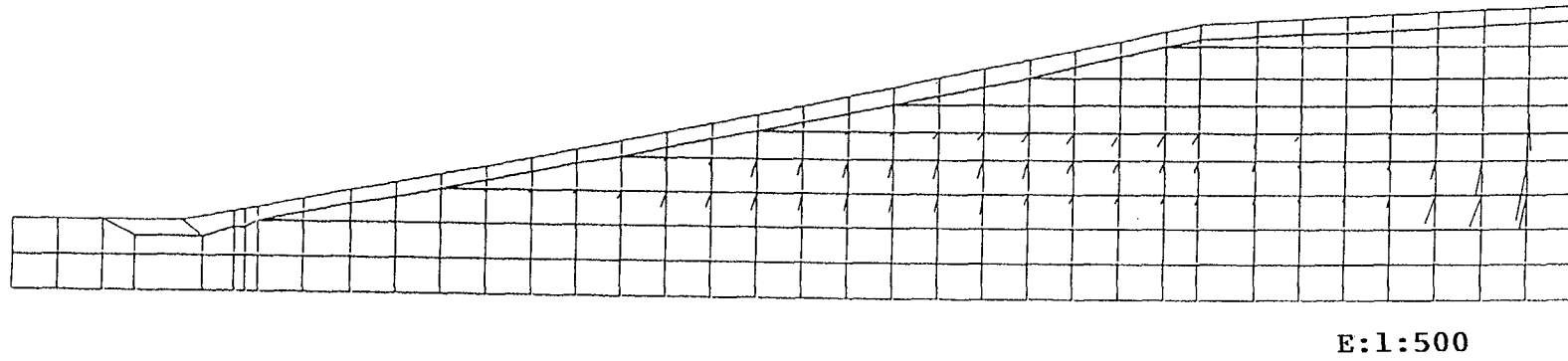
E:1:500

Fig. 8.15.- Malla de análisis con los nodos numerados



E:1:500

Fig. 8.16.- Mapa de la malla con sus tensiones en los elementos. Terraplén de Andújar. Consolidación primaria. Sin tacón de arena



DEFORMADA 5 VECES MAYOR.

Fig. 8.17.- Mapa de la malla con su deformada en los nudos. Terraplén de Andújar. Consolidación primaria y secundaria. Sin tacón de arena

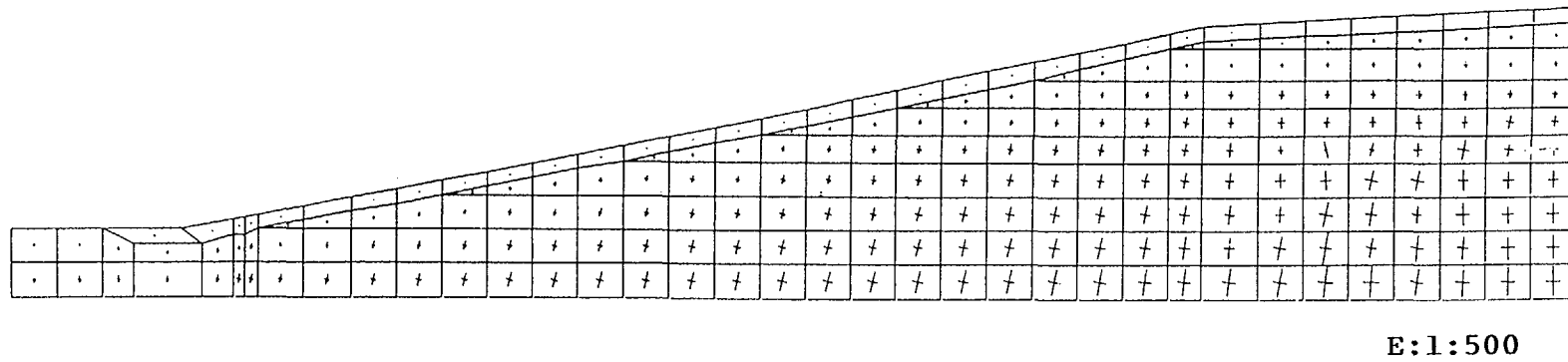
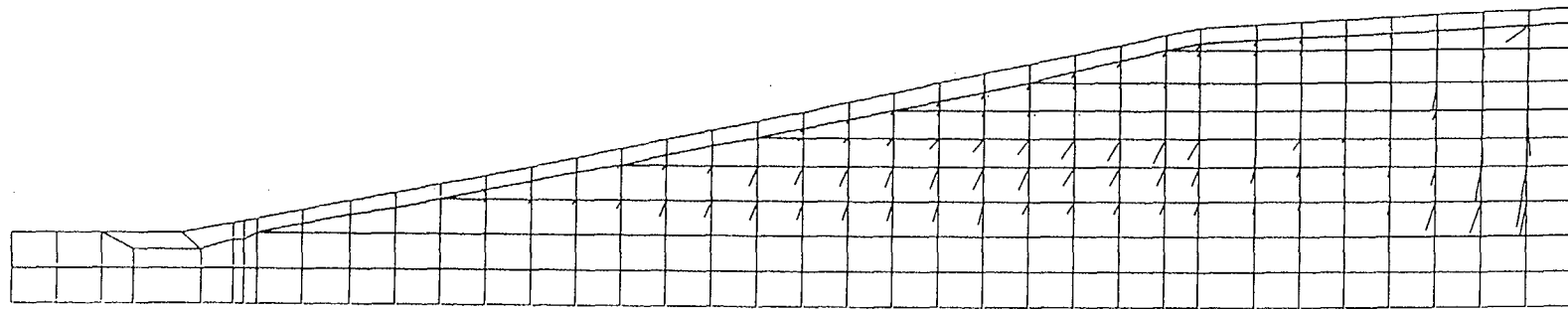


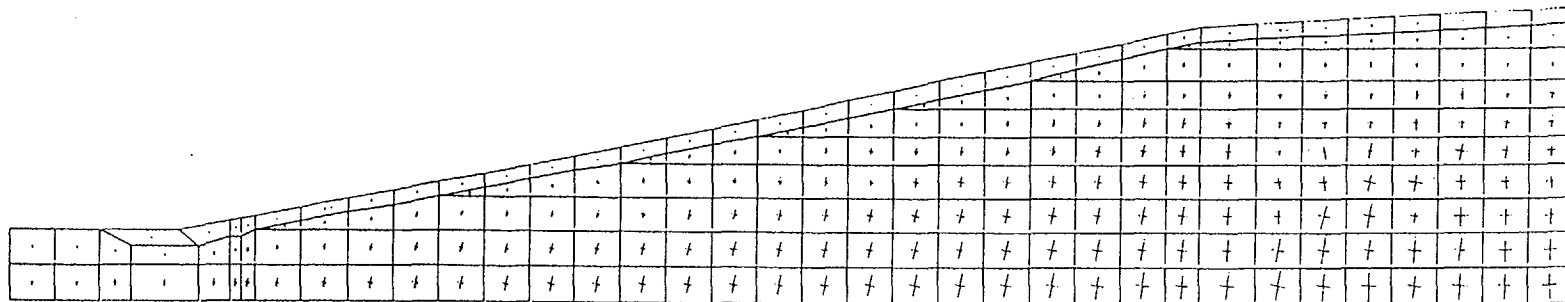
Fig. 8.18.- Mapa de la malla con sus tensiones en los elementos. Terraplén de Andújar. Consolidación primaria y secundaria. Sin tacón de arena



E:1:500

DEFORMADA 5 VECES MAYOR

Fig. 8.19.- Mapa de la malla con su deformada en los nudos. Terraplén de Andújar. Consolidación primaria y secundaria. Sin tacón de arena



E:1:500

Fig. 8.20.- Mapa de la malla con sus tensiones en los elementos. Terraplén de Andújar. Consolidación primaria. Con tacón de arena

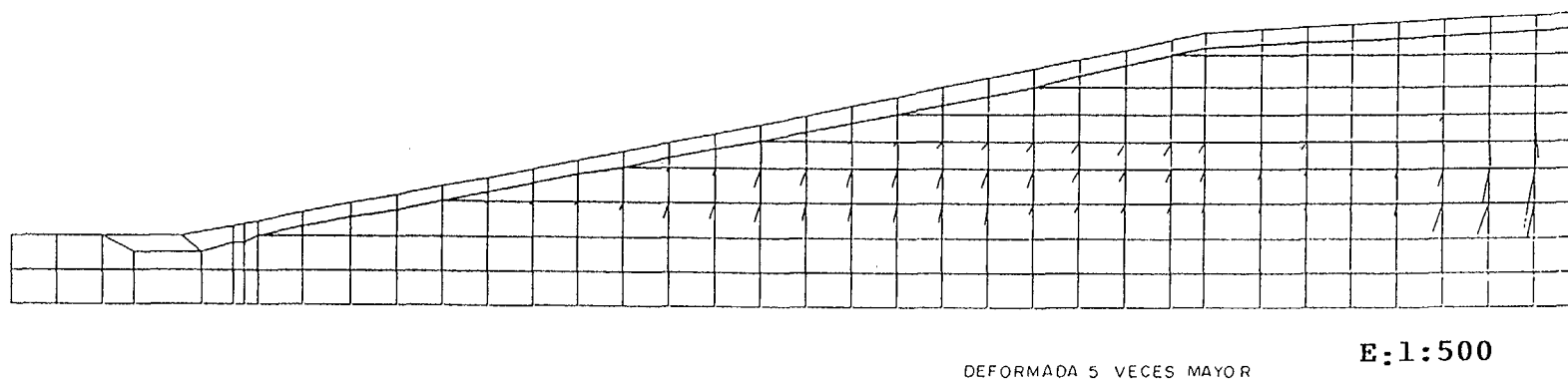
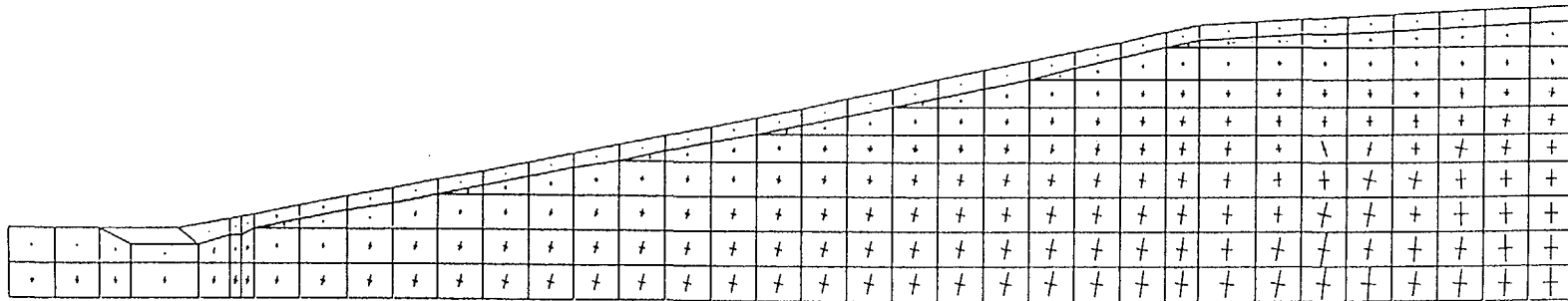


Fig. 8.21.- Mapa de la malla con su deformada en los nudos. Terraplén de Andújar. Consolidación primaria. Con tacón de arena



E:1:500

Fig. 8.22.- Mapa de la malla con sus tensiones en los elementos. Terraplén de Andújar. Consolidación primaria y secundaria. Con tacón de arena

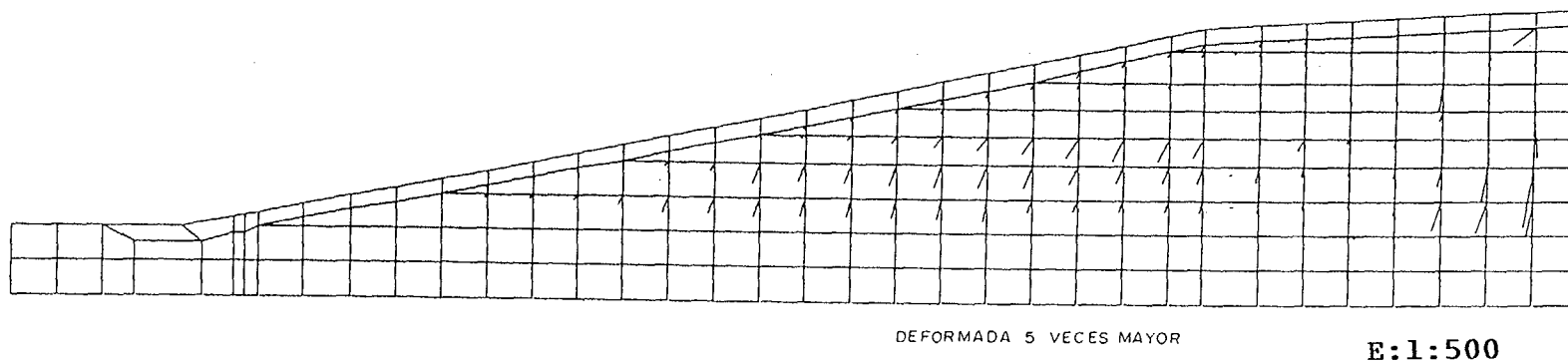
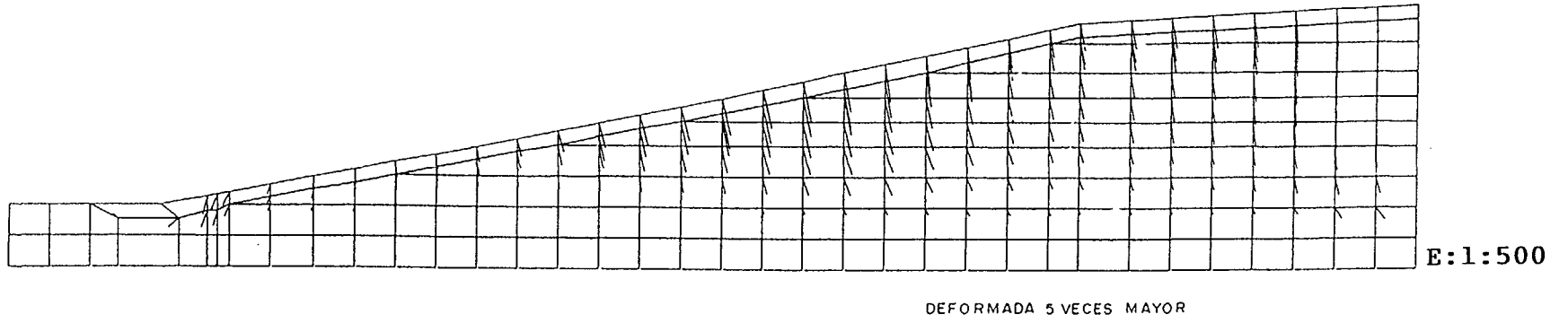
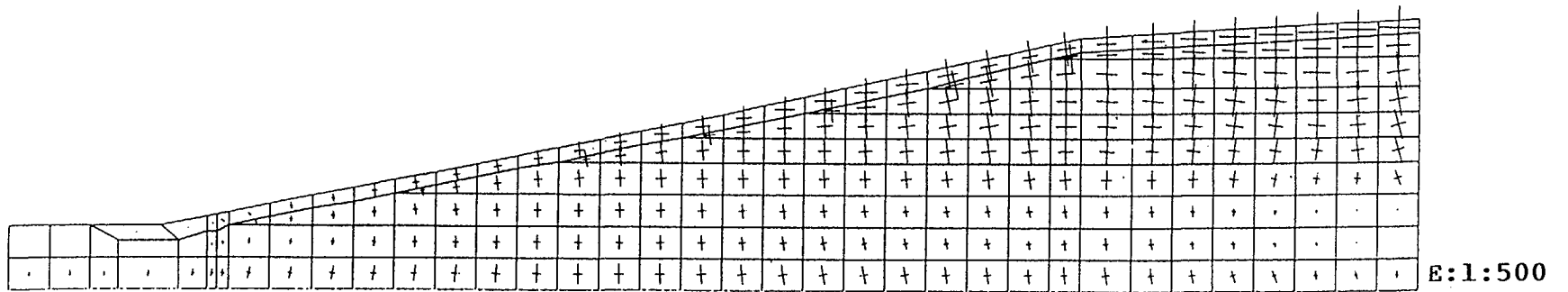


Fig. 8.23.- Mapa de la malla con su deformada en los nudos. Terraplén de Andújar. Consolidación primaria y secundaria. Con tacón de arena.



Mapa de la malla con su deformada en los nudos. Terraplén de Andújar. Succión



Mapa de la malla con sus tensiones en los elementos. Terraplén de Andújar. Succión

Fig. 8.24

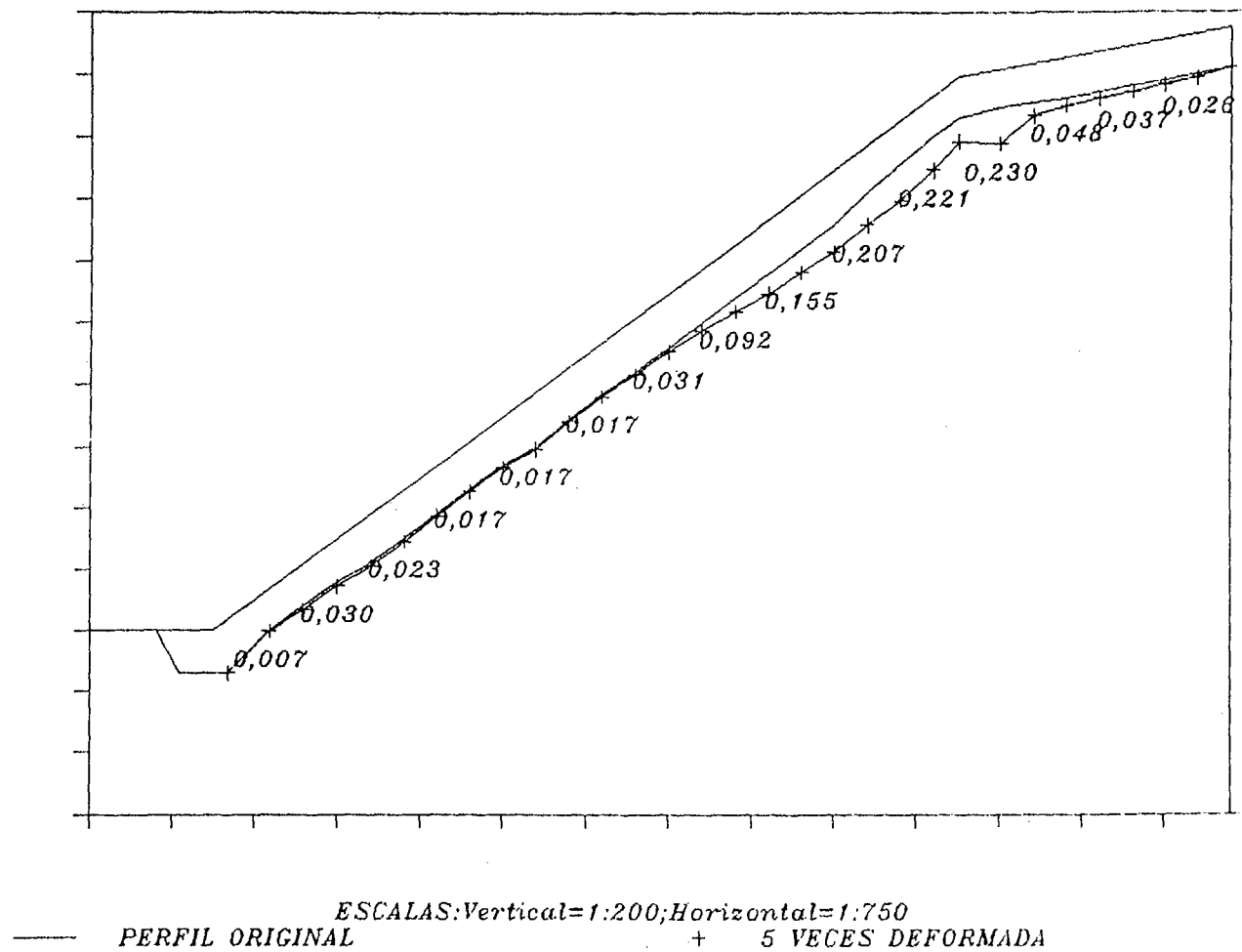


Fig. 8.25.- Terraplén de Andújar. Asientos. Consolidación primaria. Con tación de arena

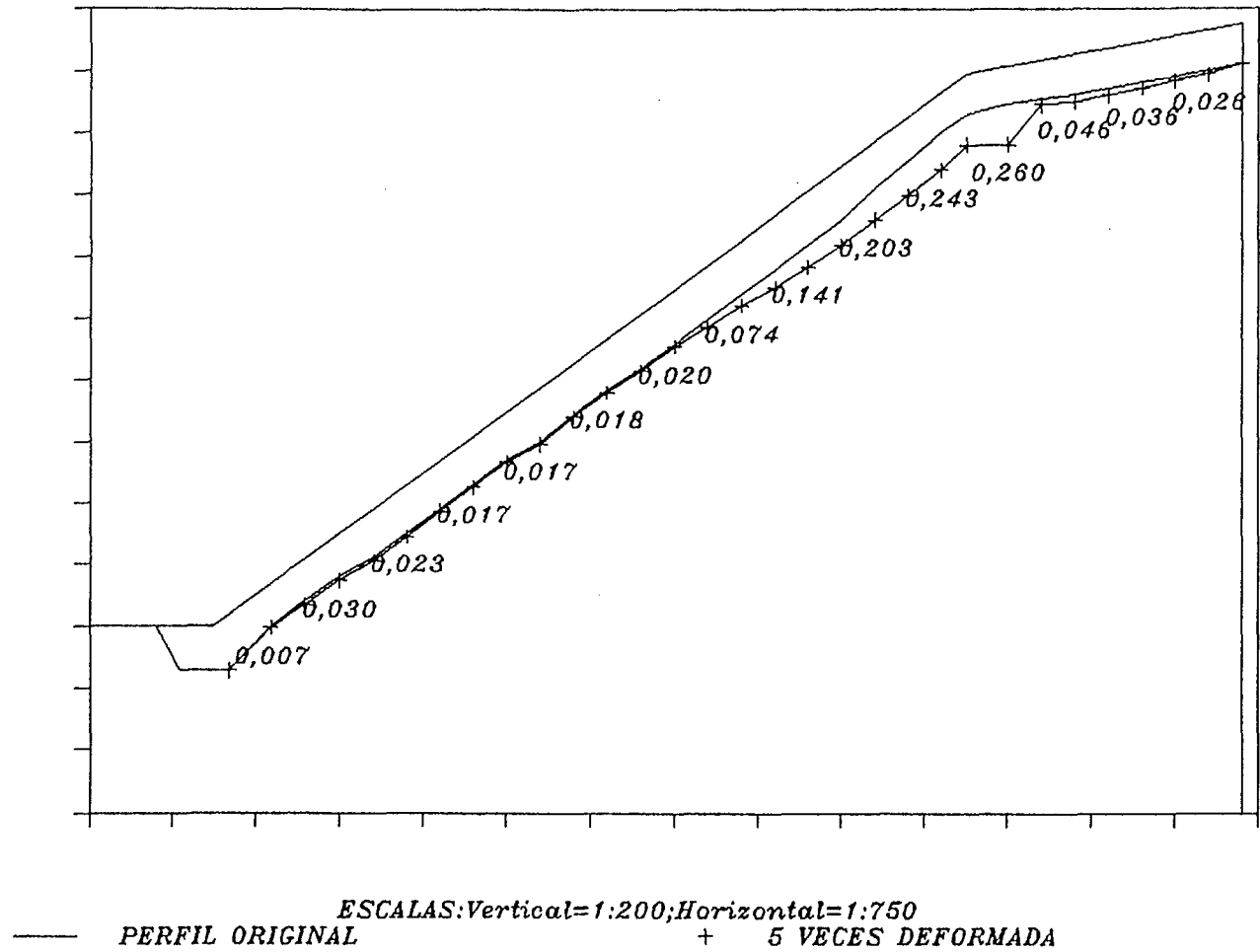


Fig. 8.26.- Terraplén de Andújar. Asientos. Consolidación primaria. Sin tacón de arena

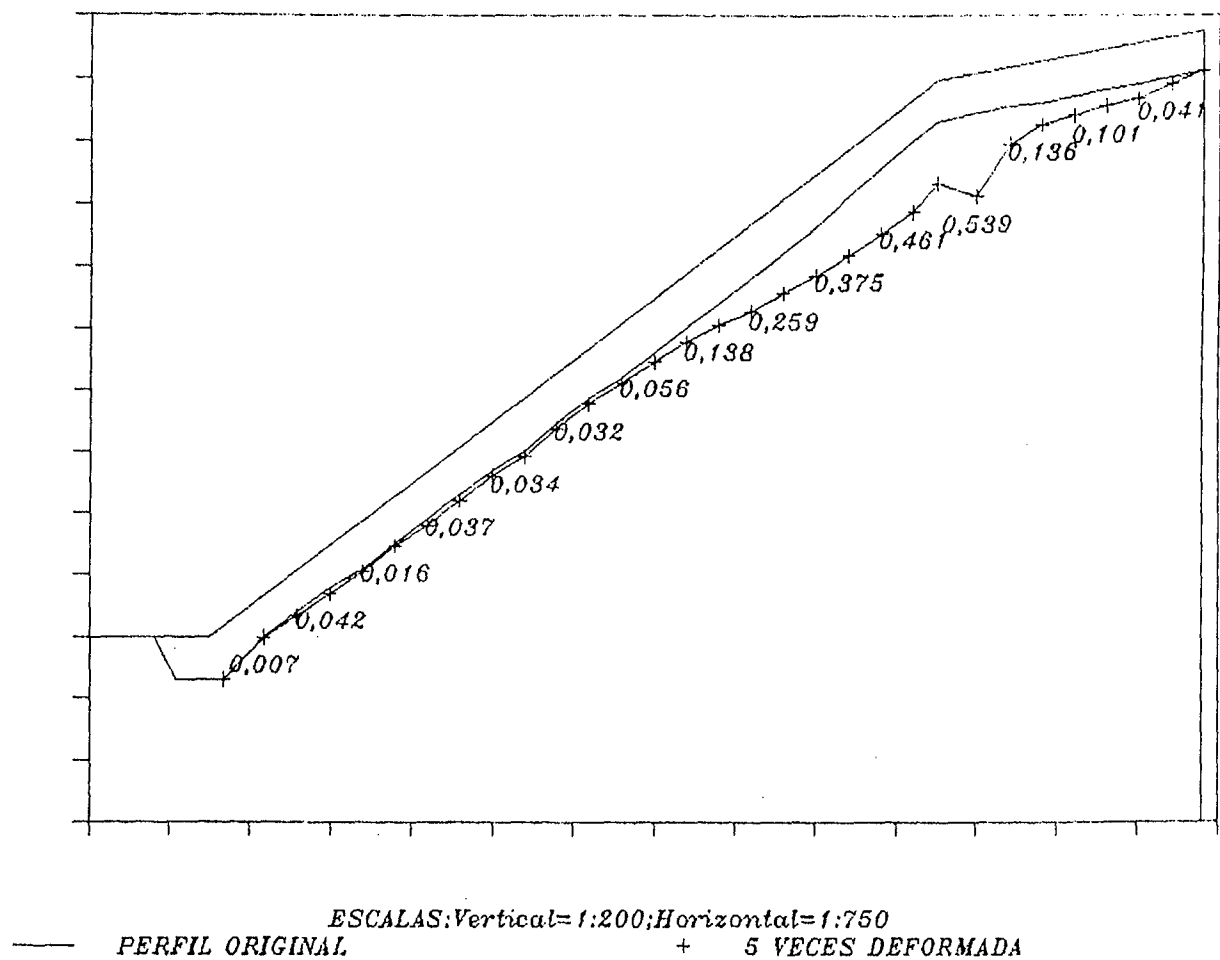


Fig. 8.27.- Terraplén de Andújar. Asientos. Consolidación primaria y secundaria. Sin tacón de arena

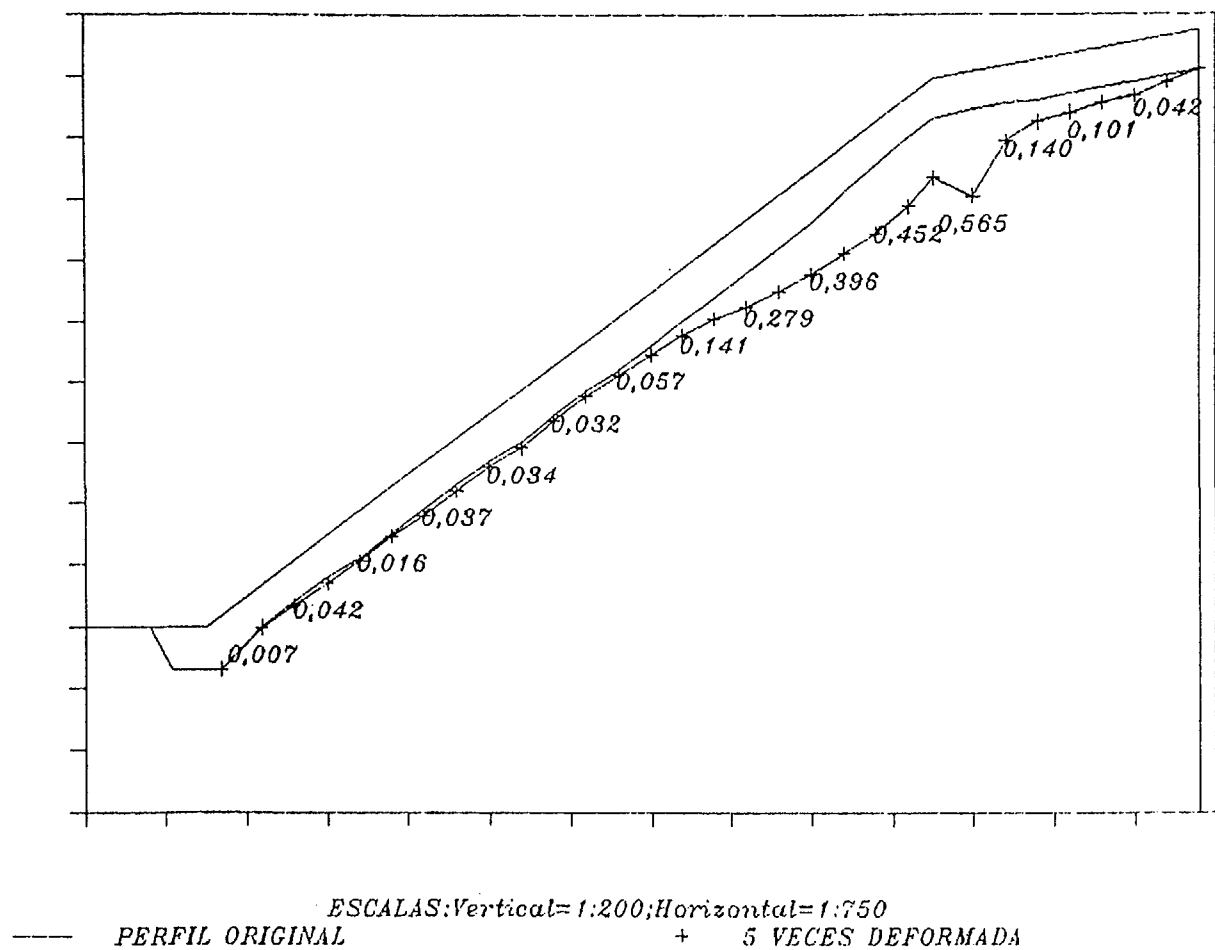


Fig. 8.28.- Terraplén de Andújar. Asientos. Consolidación primaria y secundaria. Con tacón de arena

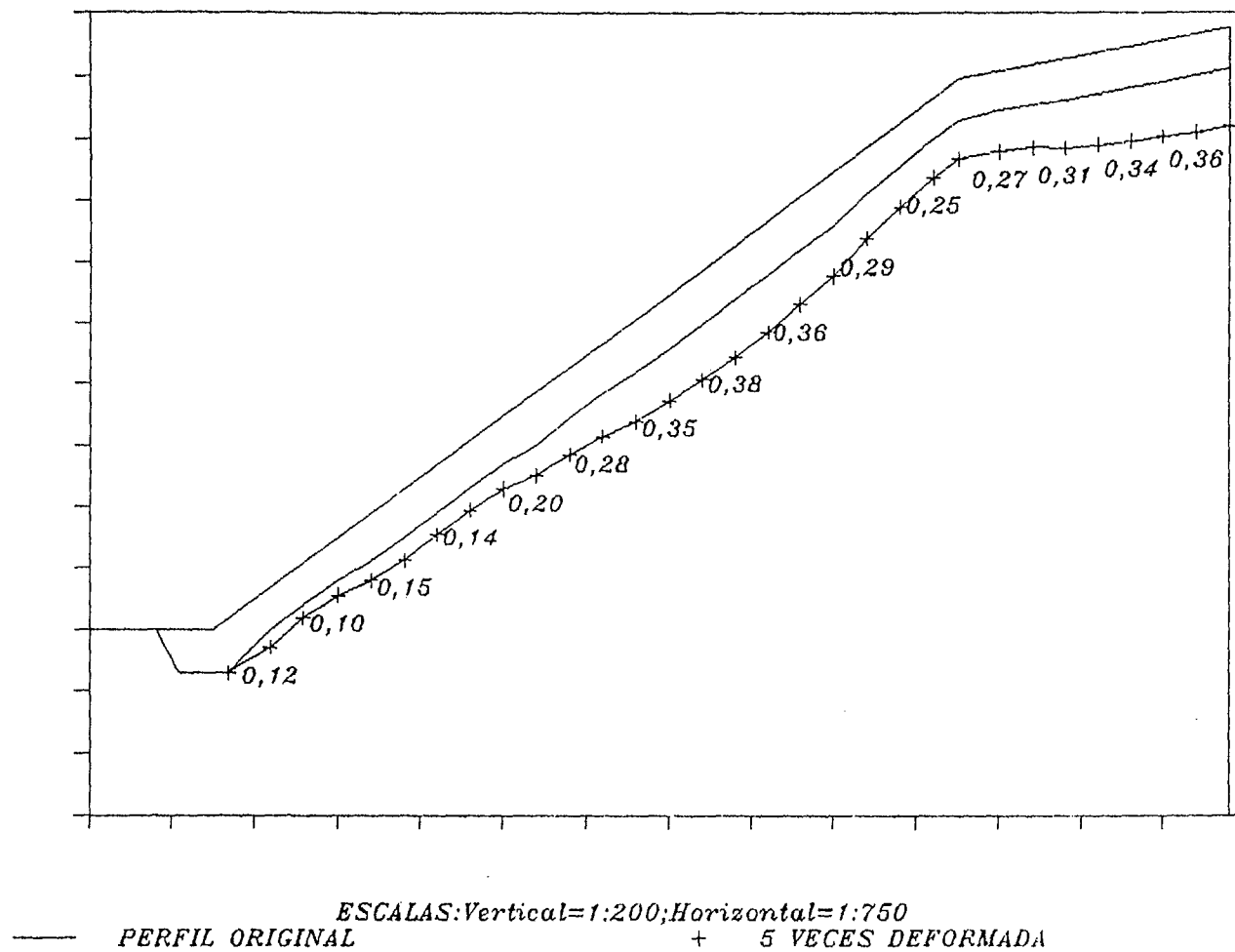


Fig. 8.29.- Terraplen de Andújar. Asientos. Succión

Tabla 8.2

NUDOS N.	CONSOLIDACIÓN PRIMARIA		
	DESPLAZAMIENTOS		DEFORMACIÓN UNITARIA-x
	x (m)	y (m)	
82	-0,0030	-0,0069	
112	-0,0151	-0,0271	0,0030
113	-0,0173	-0,0302	0,0005
114	-0,0134	-0,0247	-0,0010
115	-0,0121	-0,0226	-0,0003
141	-0,0168	-0,0182	0,0011
142	-0,0197	-0,0173	0,0007
143	-0,0227	-0,0173	0,0008
144	-0,0264	-0,0168	0,0009
166	-0,0340	-0,0179	0,0019
167	-0,0365	-0,0167	0,0006
168	-0,0394	-0,0183	0,0007
187	-0,0483	-0,0306	0,0022
188	-0,0481	-0,0526	-0,0001
189	-0,0796	-0,0922	0,0079
205	-0,0979	-0,1301	0,0046
206	-0,1098	-0,1548	0,0030
207	-0,1164	-0,1809	0,0018
220	-0,1312	-0,2067	0,0037
221	-0,1045	-0,2328	-0,0065
222	-0,1054	-0,2210	0,0002
232	-0,0815	-0,1593	-0,0080
233	-0,0012	-0,2295	-0,0161
234	-0,0426	-0,0880	0,0104
235	-0,0141	-0,0477	-0,0071
236	-0,0076	-0,0416	-0,0017
237	-0,0043	-0,0365	-0,0008
238	-0,0061	-0,0314	0,0004
239	0,0052	-0,0258	-0,0028
240	0,0000	0,0000	0,0013

Tabla 8.3

CONSOLIDACIÓN PRIMARIA SIN TACÓN DE ARENA			
NUDOS N.	DESPLAZAMIENTOS		DEFORMACIÓN UNITARIA-x
	x (m)	y (m)	
82	-0,0030	-0,0069	
112	-0,0151	-0,0271	0,0030
113	-0,0173	-0,0302	0,0005
114	-0,0133	-0,0247	-0,0010
115	-0,0122	-0,0225	-0,0003
141	-0,0172	-0,0181	0,0012
142	-0,0202	-0,0172	0,0007
143	0,0004	-0,0172	-0,0052
144	-0,0271	-0,0172	0,0069
166	-0,0353	-0,0183	0,0020
167	-0,0382	-0,0179	0,0007
168	-0,0419	-0,0202	0,0009
187	-0,0525	-0,0198	0,0026
188	-0,0567	-0,0496	0,0011
189	-0,0642	-0,0738	0,0019
205	-0,0973	-0,1195	0,0083
206	-0,1092	-0,1408	0,0030
207	-0,1146	-0,1660	0,0015
220	-0,1229	-0,2028	0,0021
221	-0,1148	-0,2295	-0,0020
222	-0,1086	-0,2434	-0,0016
232	-0,1018	-0,1983	-0,0023
233	-0,0022	-0,2596	-0,0199
234	-0,0783	-0,0398	0,0190
235	-0,0119	-0,0464	-0,0166
236	0,0134	-0,0408	-0,0065
237	-0,0047	-0,0362	0,0045
238	-0,0027	-0,0314	-0,0005
239	0,0016	-0,0255	-0,0011
240	0,0000	0,0000	0,0004

Tabla 8.4

CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Y SECUNDARIA SIN TACON DE ARENA			
NUDOS N.	DESPLAZAMIENTOS		DEFORMACIÓN UNITARIA-x
	x	y	
82	-0,0030	-0,0059	
112	-0,0175	-0,0283	0,0036
113	-0,0166	-0,0415	-0,0002
114	-0,0118	-0,0103	-0,0012
115	-0,0096	-0,0158	-0,0005
141	-0,0169	-0,0368	0,0018
142	-0,0354	-0,0368	0,0046
143	-0,0416	-0,0353	0,0015
144	-0,0591	-0,0335	0,0044
166	-0,0624	-0,0326	0,0006
167	-0,0686	-0,0322	0,0016
168	-0,0776	-0,0338	0,0022
187	-0,0958	-0,0563	0,0044
188	-0,1046	-0,0922	0,0023
189	-0,1202	-0,1378	0,0039
205	-0,2456	-0,2148	0,0314
206	-0,2010	-0,2591	-0,0112
207	-0,2123	-0,3065	0,0031
220	-0,2317	-0,3752	0,0049
221	-0,2219	-0,4253	-0,0024
222	-0,2120	-0,4609	-0,0023
232	-0,2022	-0,5973	-0,0033
233	-0,0074	-0,5392	-0,0390
234	-0,1151	-0,2410	0,0269
235	-0,0359	-0,1359	-0,0198
236	-0,0222	-0,1207	-0,0035
237	-0,0059	-0,1009	-0,0041
238	-0,0039	-0,0958	-0,0005
239	-0,0144	-0,0403	0,0026
240	0,0000	0,0000	-0,0036

Tabla 8.5

CASO DE SUCCIÓN			
NUDOS N.	DESPLAZAMIENTOS		DEFORMACIÓN UNITARIA-x
	x	y	
82	-0,0450	-0,1164	
112	-0,0346	-0,0822	-0,0026
113	-0,0170	-0,1008	-0,0042
114	-0,0060	-0,1274	-0,0028
115	0,0071	-0,1482	-0,0032
141	0,0134	-0,1430	-0,0015
142	0,0204	-0,1430	-0,0018
143	0,0315	-0,1620	-0,0028
144	0,0412	-0,1970	-0,0024
166	0,0548	-0,2405	-0,0034
167	0,0632	-0,2822	-0,0021
168	0,0727	-0,3265	-0,0024
187	0,0792	-0,3505	-0,0016
188	0,0807	-0,3689	-0,0004
189	0,0801	-0,3808	0,0001
205	0,0728	-0,3729	0,0018
206	0,0632	-0,3553	0,0024
207	0,0536	-0,3265	0,0026
220	0,0437	-0,2902	0,0025
221	0,0405	-0,2641	0,0008
222	0,0422	-0,2542	-0,0004
232	0,0444	-0,2541	-0,0007
233	0,0463	-0,2651	-0,0004
234	0,0458	-0,2832	0,0001
235	0,0430	-0,3050	0,0007
236	0,0371	-0,3264	0,0015
237	0,0302	-0,3417	0,0017
238	0,0202	-0,3521	0,0025
239	0,0121	-0,3613	0,0020
240	0,0000	-0,3657	0,0030

Tabla 8.6

CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Y SECUNDARIA			
NUDOS N.	COORDENADAS		DEFORMACIÓN UNITARIA-x
	x	y	
82	-0,0030	-0,0068	
112	-0,0172	-0,0081	0,0036
113	-0,0166	-0,0416	-0,0002
114	-0,0116	-0,0163	-0,0012
115	-0,0096	-0,0158	-0,0005
141	-0,0239	-0,0369	0,0035
142	-0,0349	-0,0369	0,0028
143	-0,0410	-0,0353	0,0015
144	-0,0494	-0,0335	0,0021
166	-0,0615	-0,0323	0,0030
167	-0,0673	-0,0321	0,0015
168	-0,0760	-0,0365	0,0022
187	-0,0935	-0,0567	0,0043
188	-0,1014	-0,0934	0,0020
189	-0,1156	-0,1403	0,0036
205	-0,1698	-0,2251	0,0136
206	-0,1931	-0,2795	0,0058
207	-0,2036	-0,3304	0,0028
220	-0,2289	-0,3961	0,0063
221	-0,2008	-0,4456	-0,0069
222	-0,1978	-0,4524	-0,0007
232	-0,1810	-0,3859	-0,0056
233	-0,0022	-0,5649	-0,0358
234	-0,1145	-0,2473	0,0281
235	-0,0405	-0,1399	-0,0185
236	-0,0241	-0,1227	-0,0042
237	-0,0075	-0,1014	-0,0042
238	-0,0046	-0,0980	-0,0007
239	-0,0147	-0,0418	0,0025
240	0,0000	0,0000	-0,0037

ciones de tracción que pueden superar los límites tolerables para fisuración de la capa de protección de arcilla. En efecto, según las previsiones de Leonards y Marain (1963) las deformaciones de tracción en rotura son una pequeña fracción de la deformación de compresión a rotura (de la centésima a la décima parte). Si se considera el 10% como deformación en rotura a compresión ($\epsilon = 0,1$) las deformaciones unitarias críticas en tracción podrían estar comprendidas entre 0,01 y 0,001.

En consolidación primaria con tacón de arena (espesor doble del espaldón comprendido entre diques 1 y 3, como se ha indicado) las deformaciones de tracción varían entre 0,0008 y 0,003 en parte superior del dique y entre 0,0003 y 0,001 en zona de talud adyacente a espaldón arenoso.

En la hipótesis en que el espaldón comprendido entre diques 1 y 3 sea de espesor sencillo (se designa este caso como "sin tacón" de arena, como se ha señalado), las máximas deformaciones de tracción en coronación serían de 0,006 y en talud no sería mayores de 0,005 (esto último es lógico pues la influencia del tacón de arena no alcanza prácticamente a la zona del talud).

Por ser, estos valores estimados, críticos respecto a fisuración y de desarrollo bastante rápido, se puede concluir que los resultados aconsejan disponer la barrera radiológica de arcilla una vez que se hayan producido los asientos de consolidación primaria.

En situación de consolidación primaria y secundaria los valores de deformación de tracción máxima estimados son del orden de 0,04 en parte superior del dique con o sin tacón de arena (al ser la arena fina limo-arcillosa, los ensayos edométricos indican deformaciones apreciables en este material por consolidación secundaria). Las máximas deformaciones de trac-

ción en talud son del orden de 0,01 sin tacón de arena, y del orden de 0,007 con tacón de arena.

El desarrollo de las deformaciones adicionales de consolidación secundaria depende del logaritmo del tiempo.

Como era de esperar, la succión de masa, al producir una contracción general del dique, tiene escasa incidencia en la fisuración de la barrera radiológica en coronación de talud. Las deformaciones de tracción (valores máximos del orden de 0,004), corresponden básicamente a las zonas de transición arena-estériles en talud de dique, debido a la menor deformabilidad de las arenas por incremento de presiones efectivas estáticas.

En este análisis no se han contemplado los procesos de desecación rápida de la parte superior del dique, por efecto de condiciones atmosféricas desfavorables, pues se considera que estos efectos han de ser amortiguados por la capa de protección de la barrera radiológica.

8.3.6. Estimación del desarrollo de asientos del dique con el tiempo

El modelo de consolidación primaria de los diques sometidos a sobrecarga (diques bajos) corresponde básicamente, dada la estructura bandeada del cuerpo de los diques, a un mecanismo de consolidación unidimensional de los niveles arcillosos entre capas muy finas de arena al que puede incluso superponerse un mecanismo de consolidación por filtración radial en el que intervendrían las grietas presentes actualmente en los diques. Este último mecanismo sería no obstante de presencia más dudosa ya que los niveles de material afectados por grietas han sufrido sobreconsolidación por desecación.

Las grietas pueden tener una profundidad superior a 3 m (según observaciones realizadas) y se encuentran al menos parcialmente rellenas de material granular caído en ellas al realizar la cobertera granular para permitir el tránsito por los estériles.

Prescindiendo, por las razones anteriores, de la presencia de grietas, las capas finas de arena serían las que producirían el drenaje de las sobrepresiones intersticiales. Según las descripciones de los sondeos de muestra continua, dichas capas de arena rara vez se encuentran distantes más de 1 m entre sí.

A efectos de valorar esta incidencia, remarcando la importancia de la estructura bandeada de los estériles en su comportamiento geotécnico (tal como se ha reflejado a lo largo del conjunto del trabajo realizado) se ha realizado la comprobación que se recoge a continuación.

Para una distancia de 1 m de separación entre capas, que fueran libremente drenadas, el tiempo de consolidación (en segundos) se expresaría, para un grado de consolidación del 90% ($U = 90\%$, $T_v = 0,848$), como $t = 0,848 \times 50^2/C_v$.

En los ensayos edométricos se obtiene un valor medio de C_v igual a $2,25 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$, lo que implica que, según la relación anterior, el tiempo de consolidación primaria no sería significativo.

No debe olvidarse, sin embargo, que la hipótesis de drenaje libre en la arena es difícilmente asumible al ser su espesor milimétrico en muchos niveles. Consecuentemente, el tiempo de consolidación primaria está básicamente condicionado por la capacidad de evacuación de las intercalaciones permeables.

Si se supone que cada metro de espesor de estériles estuviera drenado por capas de espesor medio d (centímetros), de arena fina con permeabilidad $k = 10^{-3}$ cm/seg, y que la longitud media de recorrido del dren fueran de 80 m, en los cuales se disipase una carga de agua equivalente a 20 m (sobrecarga de 10 m de residuos compactados), tendríamos $q = k \cdot i \cdot d$, siendo q el caudal por metro lineal de anchura, i el gradiente, d y k el espesor de la capa de arena y su permeabilidad, como se ha señalado.

Suponiendo un gradiente inicial de $20/80 = 1/4$ y un gradiente medio de $1/8$ en el curso de la consolidación primaria, para un volumen medio desaguado correspondiente a un asiento medio estimado de 15 cm de la capa de diez metros de estériles sobrecargados (los asientos en coronación oscilan, para la consolidación primaria entre 1 cm y 23 cm), el tiempo de drenaje necesario se puede expresar mediante $T = 3.04/d$, expresando T en años y siendo d el espesor medio en centímetros del "dren" de arena por metro de espesor de estériles. Basta que dicho espesor medio sea de unos pocos centímetros para que el tiempo de consolidación primaria correspondiente a un elevado grado de consolidación (85-90%) sea inferior a un año.

8.4. Análisis unidimensional de consolidación y contraste de los resultados obtenidos en la prueba de carga realizada mediante terraplén de ensayo

8.4.1. Introducción

El estudio de deformación del dique realizado inicialmente, tal como se ha recogido en el apartado 8.3, con un modelo hiperbólico de comportamiento tensodeformacional de los estériles y del terreno de apoyo, con parámetros evaluados a partir de los resultados de los ensayos edométricos realizados sobre muestras inalteradas de los diques, se ha complementado,

para poder evaluar y encajar los resultados de una prueba de carga "in situ", que se desarrolló durante el estudio de la fase de clausura de los diques, con la realización de un modelo unidimensional de consolidación, a partir del cual, mediante el ajuste de la curva teórica obtenida del mismo y la de asientos localmente medidos en el centro de la base del terraplén de prueba, se han obtenido valores equivalentes del módulo de deformación y del coeficiente de consolidación de los estériles al ser sobrecargados.

La aplicación del modelo unidimensional se fundamenta en la consideración de que las medidas de campo de los asientos bajo el terraplén de prueba en la zona central (célula de asientos de la prueba de carga N5) se pueden considerar que están regidas por condiciones unidimensionales de consolidación.

El modelo unidimensional utilizado ha sido el propuesto por Zeevaert (1972) para el estudio de la consolidación unidimensional bajo carga, en el cual se considera que ésta crece de forma lineal con el tiempo hasta un valor a partir del cual mantiene el valor alcanzado.

Aplicando este modelo, que se ha implementado numéricamente mediante la realización de un programa de ordenador cuyo desarrollo se recoge en el Apéndice VII, se ha considerado que el proceso de consolidación primaria de los estériles ha estado gobernado durante la prueba de carga por dos ecuaciones diferenciales cuyo desarrollo se recoge en el apartado siguiente.

Una vez definido el modelo unidimensional se han obtenido, con la misma metodología utilizada en los ensayos edométricos, los parámetros del modelo hiperbólico de los estériles mediante las fórmulas de Wong y Duncan (1974) para consolidación primaria y secundaria.

Análogamente a los análisis anteriores, la deformación del dique a corto y largo plazo bajo cargas se ha estudiado mediante empleo del programa de elementos finitos ISBILD (Ozawa y Duncan, 1975) utilizándose el modelo hiperbólico de consolidación primaria y de consolidación secundaria obtenidos.

8.4.2. Análisis unidimensional de los resultados de la sobrecarga del dique de estériles

La primera ecuación, que gobierna el fenómeno hasta que la carga se hace constante ($t = t_c$), considera un incremento de carga lineal con la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_t = \frac{\Delta \sigma_c}{t_c} \cdot t \Rightarrow \Delta \sigma_t = \dot{\Delta \sigma_c} \cdot t$$

Para esta variación de tensiones, la relación que une la deformación con el tiempo viene dado por:

$$\Delta \varepsilon = m_{ep} \cdot \dot{\Delta \sigma_c} \cdot t \cdot \phi(T_v)$$

$$\text{siendo } m_{ep} = \frac{\Delta \varepsilon_{ep}}{\Delta \sigma_t}$$

y

$$\phi(T_v) = \left\{ 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} (1 - e^{-\{(2m+1)^2 \pi^2 / 4\} T_v}) \right\}$$

Para valores de $t > t_c$ el incremento de carga permanece constante por lo que la deformación, en esta segunda parte de la consolidación primaria, adopta la siguiente expresión:

$$\Delta \varepsilon_2 - (\Delta \varepsilon_2)_{t_c} = m_{ep} \Delta \sigma_c [F(T_v - T_{01}) - F(T_{vc} - T_{01})]$$

en este caso $F(T_v)$ debe cumplir:

$$\frac{T_v}{T_{vc}} \phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01})$$

donde T_{01} es un factor de retardo en el tiempo que se determina a partir de la anterior igualdad.

En el cálculo realizado se utiliza la segunda expresión, $F(T_v - T_{01})$, para $t > t_c$.

La consolidación primaria, definida por la expresión de carga constante, se mantiene hasta que su pendiente es menor que la de la recta que define la consolidación secundaria dada por:

$$C_\alpha = \frac{\delta_t - \delta_B}{[\log t/t_B] * H}$$

siendo H el espesor de estériles.

A partir de este momento se considera que el asiento con respecto al tiempo sigue la ley logarítmica anterior.

El proceso de ajuste del programa se ha hecho a través de los parámetros C_v , C_α y m_{ep} , con el fin de reproducir la curva de campo.

Los valores de estos parámetros que ajustan el modelo para la prueba de carga realizada son:

$$C_v = 4 \times 10^{-2} \text{ cm}_2/\text{sg}$$

$$m_{ep} = 0.045$$

$$C\alpha = 1.8 \times 10^{-2}$$

que con el espesor de estériles sobrecargados, que se ha considerado para una altura de 4 m, y una sobrecarga de 0,8 Kg/cm², proporciona un tiempo total de consolidación primaria para la prueba de carga de 52.5 días, con un asiento estimado de 13.32 cm (Ver fig. 8.30).

Con estos mismos parámetros, para el proceso de carga total en el dique definitivo, representado por: un espesor de estériles sobrecargados, H, de 6 m, un período de aplicación de la carga de 60 días y una sobrecarga de 2,4 Kg/cm², los valores que se obtienen para la consolidación primaria vienen establecidos por un tiempo referido al inicio de aplicación de cargas de 199 días, que lleva asociado un asiento de 63 cm (Ver fig. 8.31).

8.4.3. Definición de parámetros del modelo hiperbólico de los estériles del dique bajo a partir de los resultados obtenidos en el modelo unidimensional

Como criterio de trabajo se ha prescindido de la ligera sobreconsolidación que presentan los estériles.

En estas condiciones, y en base a la previsión de asiento de consolidación primaria, bajo sobrecarga, evaluado en el modelo unidimensional, el valor del índice de compresión C_c equivalente que puede adoptarse, considerando una presión efectiva inicial de los estériles de 0,49 Kg/cm² (correspondiente a la sección a media altura del dique bajo), es de 0.408.

En la hipótesis de consolidación normal, suponiendo constante el anterior valor de C_c , se obtendrían las siguientes relaciones entre escalones de carga y deformaciones unidimensionales en %:

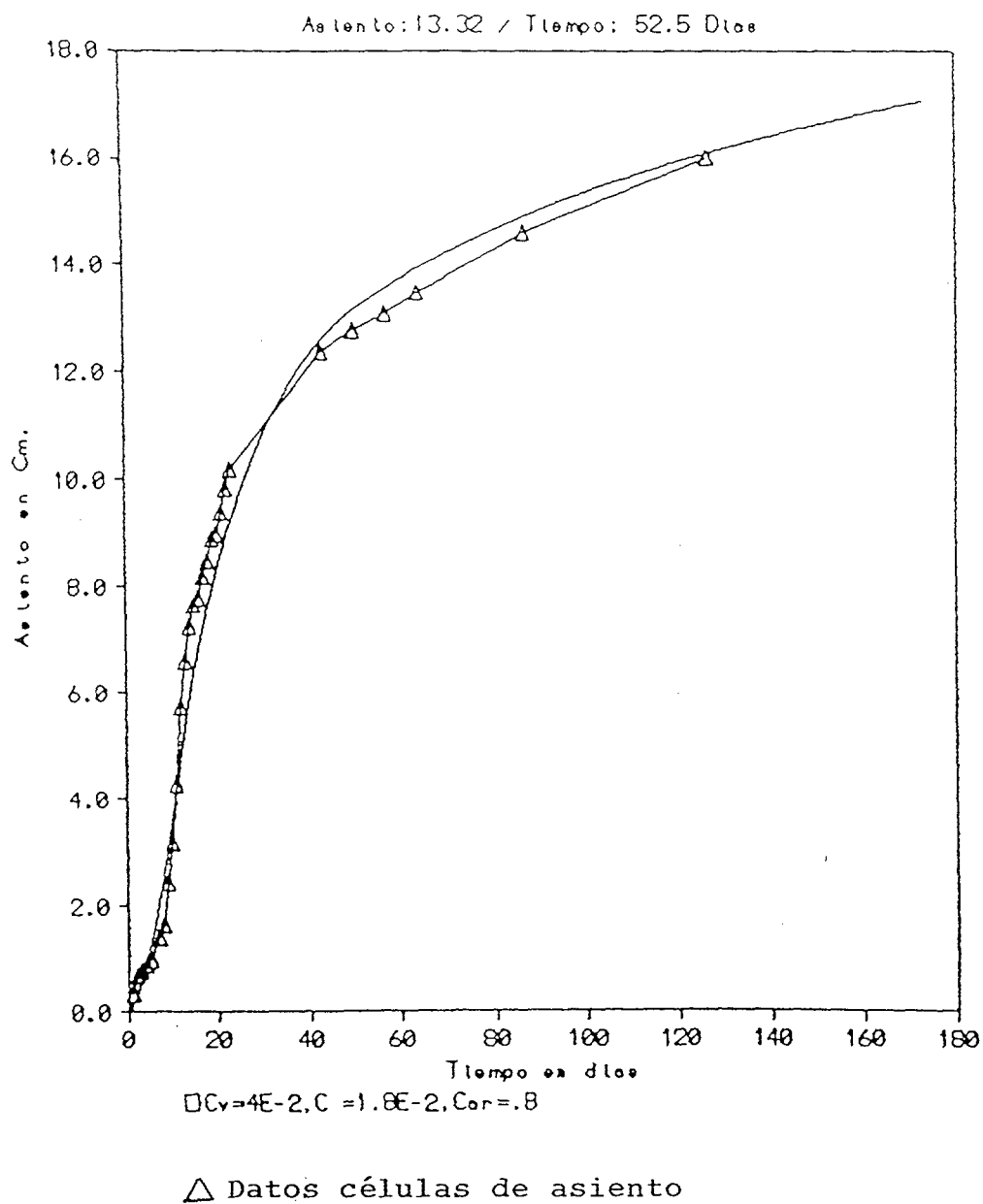


Fig. 8.30.- Modelo unidimensional. Representación gráfica. Contraste de los datos de las células de asiento con el modelo teórico

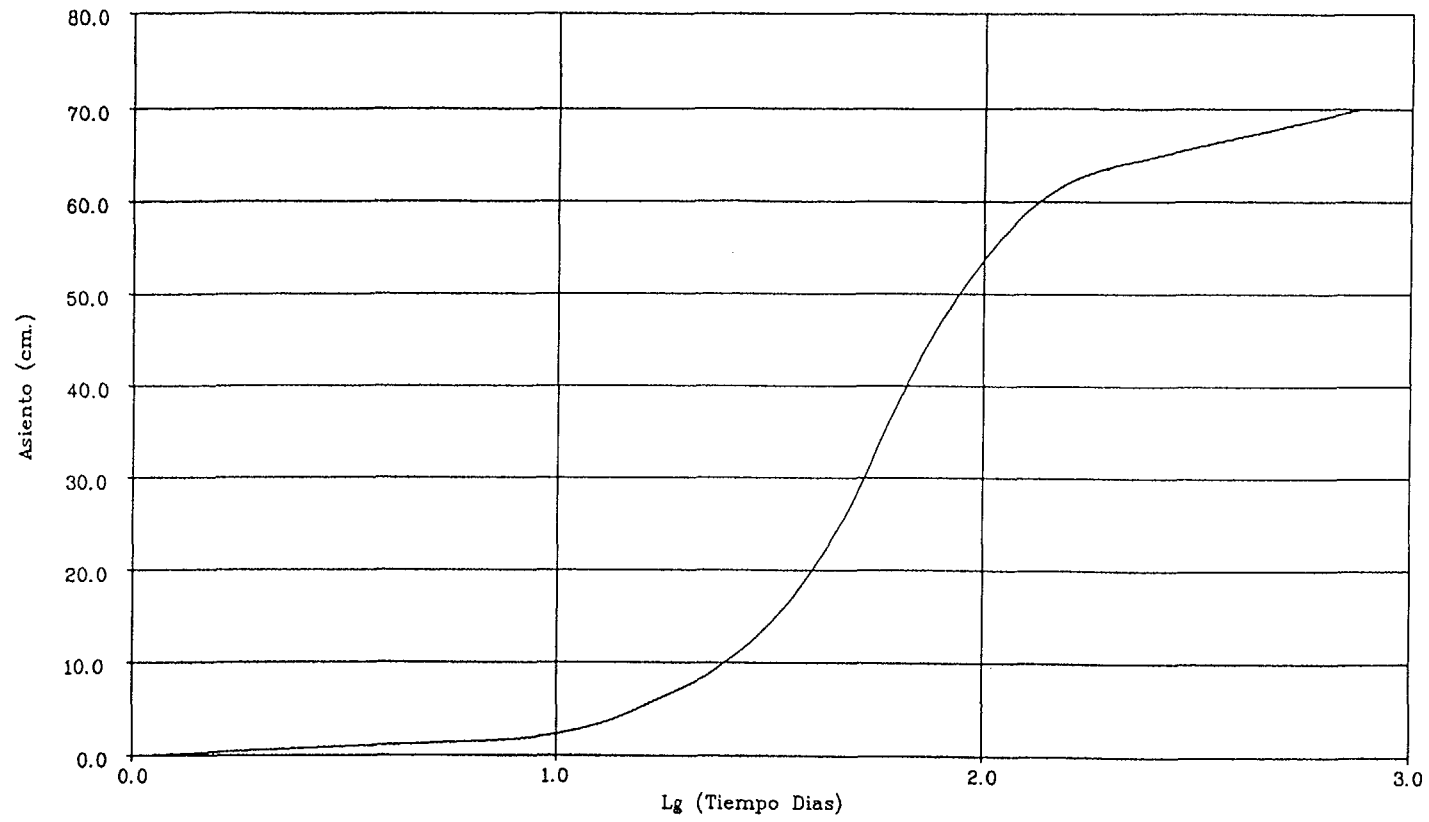


Fig. 8.31.- Consolidación unidimensional. Terraplén de Andújar. Curva Asiento-Logaritmo del tiempo

$P_o = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$	$\Delta P_1 = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$	$\varepsilon_1 = \Delta S/H = 0.0409$
$P_o = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$	$\Delta P_2 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$	$\varepsilon_2 = 0.08188$
$P_o = 0.5 \text{ Kg/cm}^3$	$\Delta P_3 = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$	$\varepsilon_3 = 0.1228$

Aplicando la fórmula de Wong y Duncan (1974), para modelo hiperbólico a partir del ensayo edométrico resultarían respectivamente los siguientes valores de módulo E_i inicial.

$$E_{i1} = 13.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{i2} = 20.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{i3} = 32.02 \text{ Kg/cm}^2$$

aceptando un valor de K_o de 0.5, las tensiones medias horizontales serían respectivamente:

$$\sigma_{31} = 0.3375 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{32} = 0.5625 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{33} = 1.0125 \text{ Kg/cm}^2$$

De donde se deducen, para el modelo hiperbólico asociado a los estériles en consolidación primaria, los siguientes valores de parámetros:

$$K = 31.49$$

$$n = 0.7674$$

Para los valores de consolidación primaria más secundaria, al valor de asiento de consolidación primaria se ha de añadir el de consolidación secundaria gobernado por el coeficiente $C\alpha$ evaluado en el modelo unidimensional como $C\alpha = 0.018$.

Tomando como intervalo de tiempo de evaluación un período de

1000 años, las deformaciones verticales unidimensionales totales en %, asociados a los mismos escalones de carga considerados en consolidación primaria:

$$P_o = 0.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Delta P_1 = 0.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Delta P_2 = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta P_3 = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Son:

$$\varepsilon_1 = 0.0985$$

$$\varepsilon_2 = 0.1395$$

$$\varepsilon_3 = 0.1804$$

Resultan así por las fórmulas de Wong y Duncan

$$E_{i1} = 5.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{i2} = 12.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{i3} = 21.80 \text{ kg/cm}^2$$

que con las mismas hipótesis de tensiones horizontales medias anteriormente adoptadas proporcionan el modelo hiperbólico de estériles asociado a consolidación primaria más secundaria con el mismo valor de K_o de 0.5 adoptado anteriormente, las tensiones medias horizontales serían respectivamente:

$$\sigma_{31} = 0.3375 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{32} = 0.5625 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{33} = 1.0125 \text{ Kg/cm}^2$$

De donde se deducen, para el modelo hiperbólico asociado a los estériles en consolidación primaria más secundaria, los siguientes valores de parámetros:

$$K = 22.29$$

$$n = 1.21$$

8.4.4. Análisis de asientos

En la fig. 8.32 se reproduce la malla de elementos finitos adoptada para el análisis de asientos. En cada elemento figura el número del material que lo constituye. Los materiales nº 1 y 2 corresponden respectivamente a los suelos naturales de grava y arcilla. El material nº 3 corresponde a estériles preexistentes arcillo-limosos. El material nº 4 corresponde a estériles arenosos de borde de dique preexistente. El material nº 5 corresponde a estériles compactados. El material nº 6 representa, finalmente, la capa de cobertura.

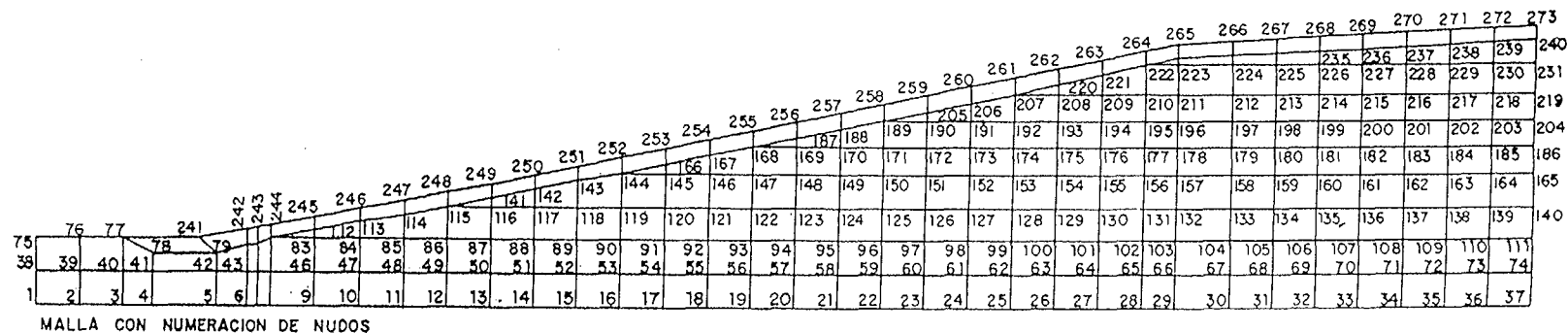
En una sección como la representada, que corresponde al re-crecimiento de un dique bajo, adyacente a un dique alto, se estima que han de producirse los mayores valores de asiento total y de asiento diferencial previsibles.

La fig. 8.33 recoge, para la sección de estudio, la numeración de nudos que se ha adoptado en la malla de elementos finitos.

En las tablas adjuntas 8.7 y 8.8 se recogen los movimientos totales, horizontales (según eje X), y verticales (según eje Y) para nudos de base de cobertura y nudos de superficie de estériles sobrecargados.

La fig. 8.34 reproduce la geometría del dique final, representando ambas superficies anteriormente mencionadas, en su posición inicial. En la fig. 8.35 estas superficies de coronación de estériles compactados y sobrecargados se representan deformadas por asientos de consolidación primaria.

Fig. 8.32.- Malla de elementos finitos adoptada. Modelo de análisis a partir de los resultados del modelo unidimensional.



E:1:500

Fig. 8.33.- Malla de elementos finitos de la sección de estudio con los nodos numerados. Modelo de análisis a partir de los resultados del modelo unidimensional.

Tabla 8.7.- Movimientos consolidación primaria

Desp.x (m)	Desp.y (m)	Nudos
0,0000	0,0000	1
0,0000	-0,0003	38
0,0000	-0,0001	75
0,0000	-0,0003	76
-0,0008	-0,0008	77
0,0001	-0,0082	78
-0,0047	-0,0081	79
-0,0044	-0,0047	80
-0,0068	-0,0066	81
-0,0084	-0,0067	82
-0,0483	-0,0713	112
-0,0459	-0,1027	113
-0,0367	-0,0404	114
-0,0341	-0,0207	115
-0,0411	-0,0172	141
-0,0546	-0,0136	142
-0,0622	-0,0141	143
-0,0623	-0,0362	144
-0,0768	-0,0037	166
-0,0835	-0,0391	167
-0,0891	-0,0534	168
-0,1306	-0,0837	169
-0,1557	-0,1439	170
-0,1891	-0,2279	171
-0,3246	-0,3862	172
-0,3764	-0,4552	173
-0,3963	-0,5445	174
-0,4192	-0,6654	175
-0,3867	-0,7746	176
-0,3931	-0,7797	177
-0,3405	-0,6937	178
-0,2804	-0,5204	179
-0,1552	-0,3803	180
-0,0394	-0,0298	181
-0,0277	-0,0995	182
0,0188	-0,2275	183
0,0321	-0,4608	184
0,0029	-1,0370	185
0,0000	-1,3575	186
-0,0368	-0,0746	187
-0,0317	-0,0802	188
-0,0289	-0,0961	189
-0,0253	-0,1159	205
-0,0255	-0,1336	206
-0,0281	-0,1361	207
-0,0344	-0,1322	220
-0,0381	-0,1210	221
-0,0406	-0,1079	222

Tabla8.7. (continuación)

Desp.x (m)	Desp.y (m)	Nudos
-0,0433	-0,0989	232
-0,0374	-0,0768	233
-0,0332	-0,0616	234
-0,0256	-0,0491	235
-0,0176	-0,0382	236
-0,0044	-0,0330	237
-0,0043	-0,0309	238
-0,1783	-0,1869	239
0,0000	-0,0001	240

Tabla 8.8.- Movimientos consolidación primaria y secundaria

Desp.x (m)	Desp.y (m)	Nudos
0,0000	0,0000	1
0,0000	-0,0003	38
0,0000	-0,0001	75
0,0000	0,0003	76
-0,0008	-0,0008	77
0,0010	0,0082	78
-0,0047	-0,0081	79
-0,0044	-0,0047	80
-0,0067	-0,0066	81
-0,0083	-0,0067	82
-0,2292	-0,3097	112
-0,1315	-0,3609	113
-0,0682	-0,0863	114
-0,0469	-0,0420	115
-0,0576	-0,0366	141
-0,0758	-0,0298	142
-0,0827	-0,0341	143
-0,0877	-0,0702	144
-0,1484	-0,0658	166
-0,1603	-0,0551	167
-0,1675	-0,1066	168
-0,2669	-0,1594	169
-0,2834	-0,2960	170
-0,5987	-0,1607	171
-0,7385	-0,8202	172
-0,7841	-0,9082	173
-0,7880	-1,0123	174
-0,8020	-1,1744	175
-0,7040	-1,3257	176
-0,6733	-1,2782	177
-0,5449	-1,0915	178
-0,4270	-0,8130	179
-0,2197	-0,6187	180
-0,0443	-0,0954	181
-0,0200	-0,1430	182
-0,0280	-0,2548	183
-0,0402	-0,4662	184
-0,0084	-0,0291	185
-0,0000	-0,3437	186
-0,0773	-0,1271	187
-0,0755	-0,1438	188
-0,0692	-0,1864	189
-0,0758	-0,2479	205
-0,0888	-0,2626	206
-0,0938	-0,2410	207
-0,1007	-0,2353	220
-0,0998	-0,2136	221
-0,0956	-0,1954	222

Tabla 8.8. (continuación)

Desp.x (m)	Desp.y (m)	Nudos
-0,0940	-0,1848	232
-0,0749	-0,1548	233
-0,6630	-0,1335	234
-0,0567	-0,1135	235
-0,0472	-0,0915	236
-0,0184	-0,0779	237
-0,0137	-0,0892	238
-0,3929	-0,3112	239
-0,0000	-0,0001	240

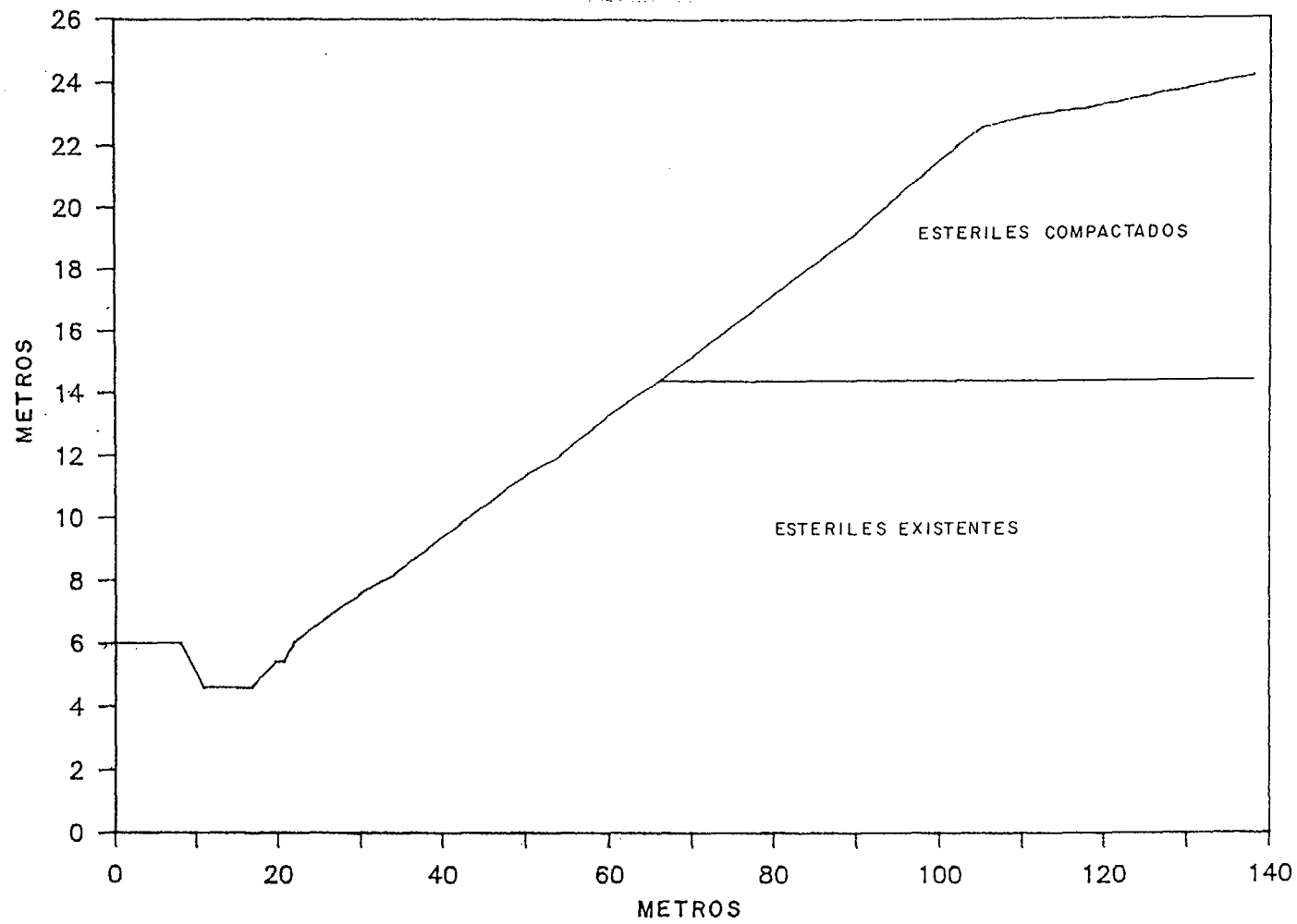


Fig. 8.34.- Terraplén de Andújar. Geometría final del dique (sin tacón)

*** Nota: Deformación por variación de escalas**

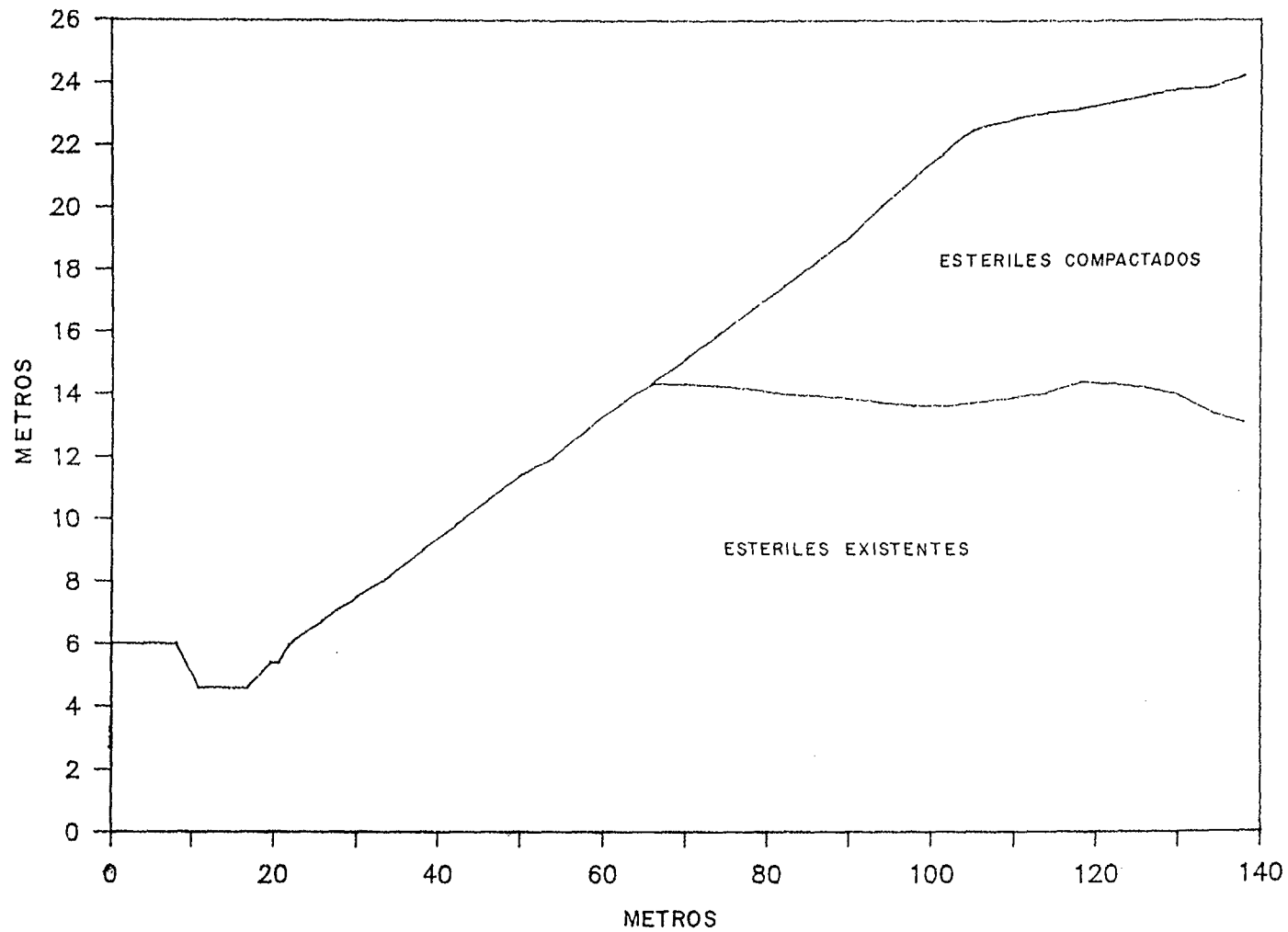


Fig. 8.35.- Terraplén de Andújar. Sección sin tacón. Deformación por asentamientos. Consolidación primaria

*** Nota: Deformación por variación de escalas**

En la fig. 8.36 estas superficies se representan deformadas por asiento acumulado de consolidación primaria y secundaria.

Del análisis anterior resulta asimismo que en los nudos nº 75 a 111, correspondientes al techo del terreno natural sobre el que se apoya el dique los asientos obtenidos debidos a consolidación primaria, son inferiores a 5 cm. En consecuencia, a efectos prácticos, podrá prescindirse de los efectos de asientos del terreno natural en zonas sobrecargadas de nueva ocupación, toda vez que su magnitud será de orden inferior al asiento de estériles y se producirá con anterioridad a la colocación de la barrera radiológica.

8.5. Estudio de deformaciones y de resistencia a tracción de la barrera radiológica del dique a partir de los resultados del modelo unidimensional

8.5.1. Introducción

Dado que la consolidación primaria, como refleja el modelo unidimensional de interpretación del terraplén de prueba afectado, se produce de forma suficientemente rápida para que los asientos correspondientes puedan desarrollarse antes de colocar la capa de cobertura, los únicos movimientos que afectarían a dicha capa serían los de consolidación secundaria que se evalúan como diferencia entre las dos series de movimientos ya mencionadas.

La fig. 8.37 representa los movimientos en superficie de estériles sobrecargados y del apoyo de capa de cobertura por efecto únicamente de la consolidación secundaria.

Los valores numéricos de estos últimos movimientos se reflejan

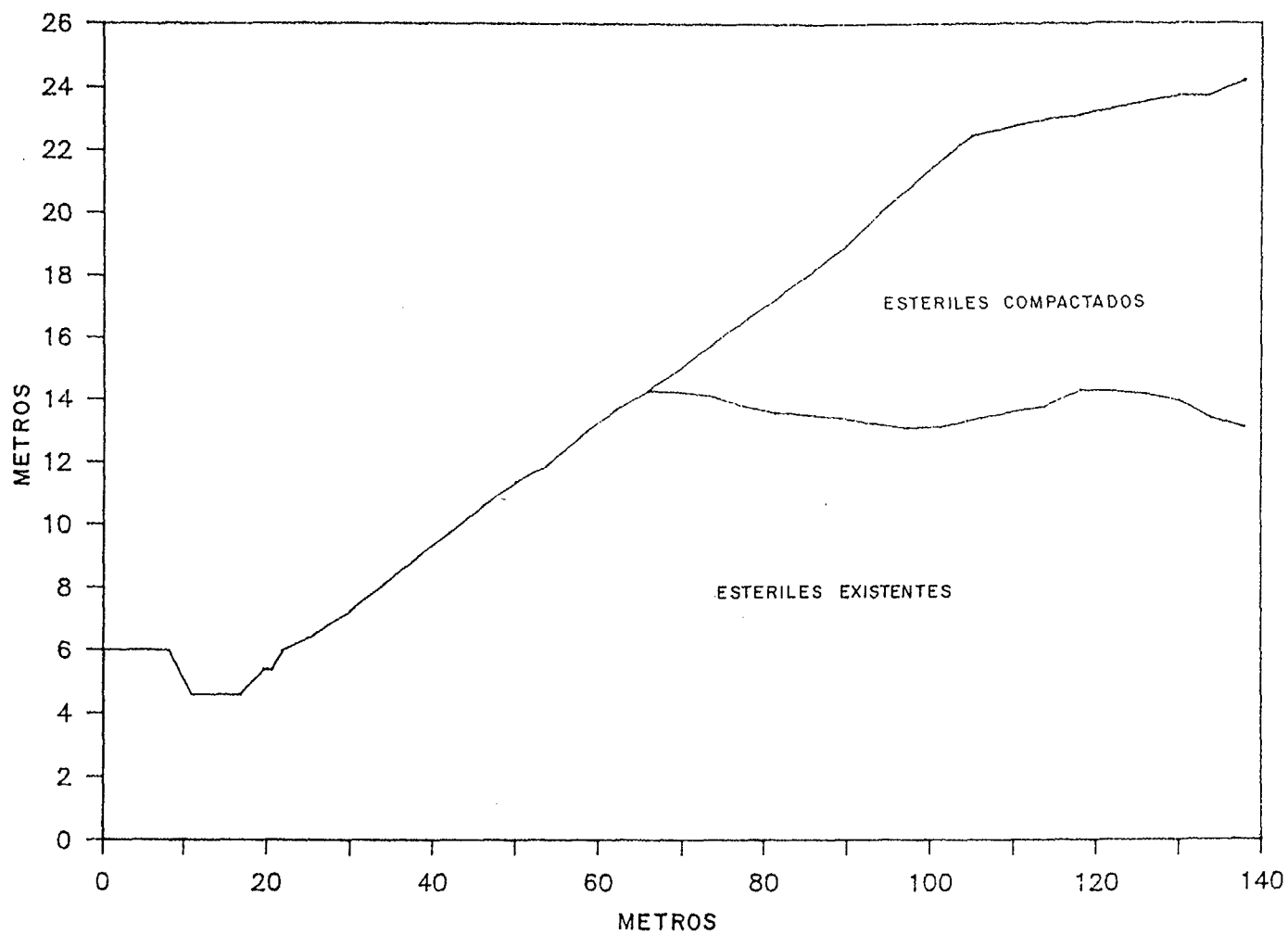


Fig. 8.36.- Terraplén de Andújar. Sección sin tacón de arena. Deformación por asientos. Consolidación primaria más secundaria

*** Nota: Deformación por variación de escalas**

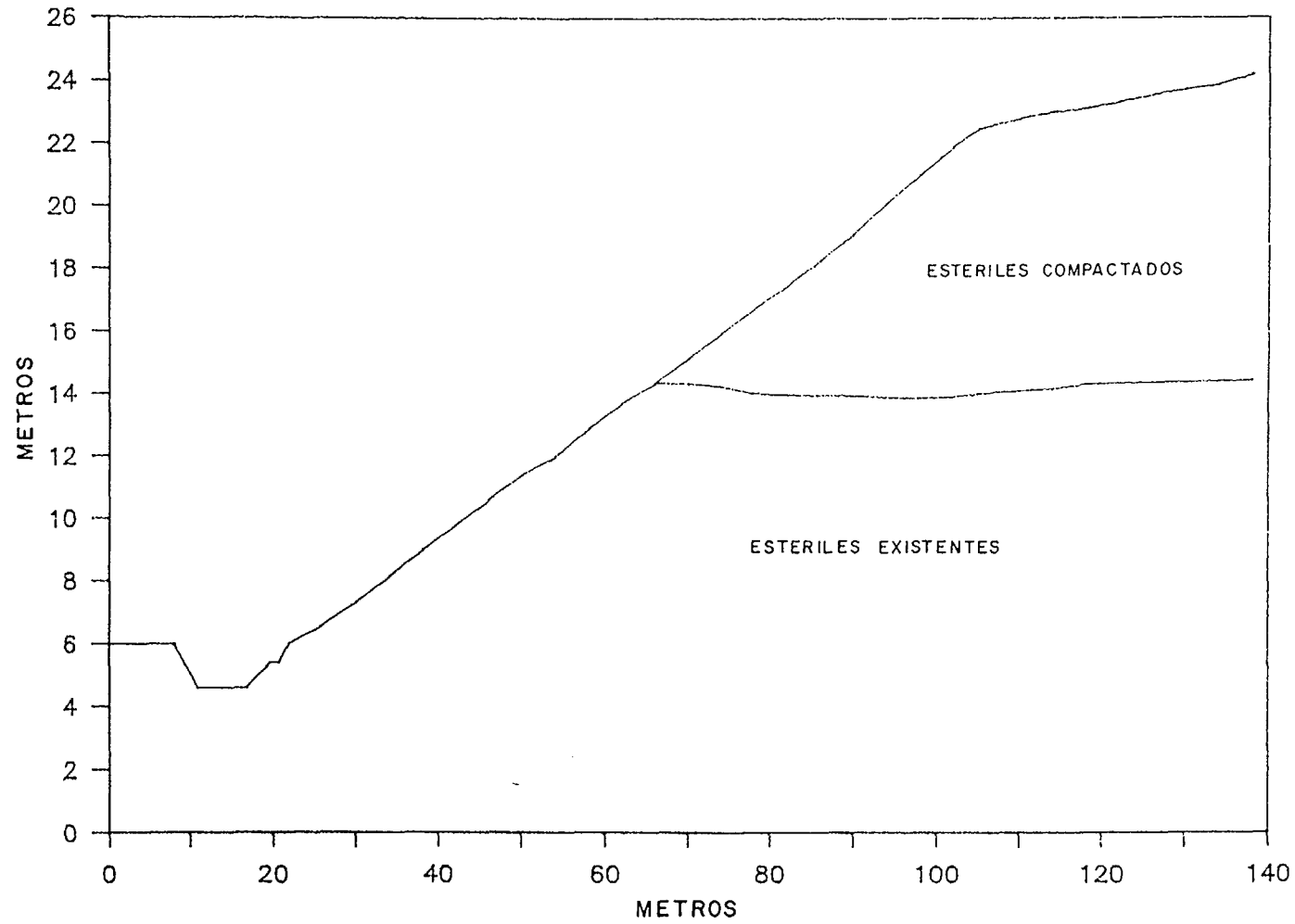


Fig. 8.37.- Terraplén de Andújar. Sección sin tacón de arena. Deformación por asientos. Consolidación secundaria

*** Nota: Deformación por variación de escalas**

en la tabla 8.9.

8.5.2. Estudio de deformaciones de la barrera radiológica por asiento de consolidación secundaria del dique

Para estudiar las deformaciones potenciales de esta barrera radiológica, como consecuencia de los movimientos diferidos del dique, determinados en el apartado anterior se ha adoptado el método propuesto por Lee y Shuen (1969) en el cual se evalúan los movimientos horizontales generados en la superficie de la barrera radiológica como consecuencia de los asientos de la superficie de apoyo de dicha capa.

En dicho método se establece que:

$$m = 2/3 \cdot H \cdot \alpha$$

siendo:

m = movimiento horizontal de la superficie

H = espesor de la barrera radiológica

α = pendiente local de la superficie de apoyo de la barrera radiológica.

A partir de estas estimaciones de movimientos horizontales en superficie de la barrera radiológica resultan las deformaciones horizontales a dicho nivel que representarían, en los puntos de deformación de tracción, los máximos valores de deformación susceptibles de producirse en la barrera radiológica.

Los valores de deformación superficial de la barrera radiológica, correspondientes a asientos de consolidación secundaria de los estériles, figuran en la tabla 8.10.

Tabla 8.9.- Valores numéricos de los asientos de consolidación secundaria en nudos

Desp.x (m)	Desp.y (m)	Nudos
0,0000	0,0000	1
0,0000	0,0000	38
0,0000	0,0000	75
0,0000	0,0000	76
0,0000	0,0000	77
0,0000	0,0000	78
0,0000	0,0000	79
0,0000	0,0000	80
0,0001	0,0000	81
0,0001	0,0000	82
-0,1809	-0,2384	112
-0,0856	-0,2582	113
-0,0315	-0,0459	114
-0,0128	-0,0213	115
-0,0165	-0,0194	141
-0,0212	-0,0162	142
-0,0205	-0,0200	143
-0,0254	-0,0340	144
-0,0716	-0,0288	166
-0,0768	-0,0160	167
-0,0784	-0,0532	168
-0,1363	-0,0757	169
-0,1277	-0,1521	170
-0,4096	-0,3826	171
-0,4140	-0,4340	172
-0,4077	-0,4530	173
-0,3917	-0,4678	174
-0,3828	-0,5090	175
-0,3173	-0,5511	176
-0,2802	-0,4985	177
-0,2044	-0,3978	178
-0,1466	-0,2926	179
-0,0645	-0,2384	180
-0,0049	-0,0656	181
0,0077	-0,0435	182
0,0092	-0,0273	183
0,0081	-0,0054	184
-0,0113	0,0079	185
0,0000	0,0138	186
-0,0405	-0,0525	187
-0,0438	-0,0636	188
-0,0403	-0,0903	189
-0,0505	-0,1320	205
-0,0633	-0,1290	206
-0,0657	-0,1049	207
-0,0663	-0,1031	220

Tabla 8.9. (continuación)

Desp.x (m)	Desp.y (m)	Nudos
-0,0617	-0,0926	221
-0,0550	-0,0875	222
-0,0507	-0,0859	232
-0,0375	-0,0780	233
-0,0331	-0,0719	234
-0,0311	-0,0644	235
-0,0296	-0,0533	236
-0,0140	-0,0449	237
-0,0094	-0,0583	238
-0,2146	-0,1243	239
0,0000	0,0000	240

Tabla 8.10.- Valores numéricos de la deformación secundaria esperada en los nudos de la capa de cobertura

Deformación	Nudo
-0,1718	168
-0,3477	187
0,4530	188
0,0428	189
0,0405	205
-0,0683	206
0,0010	207
0,2535	220
0,2175	221
-0,0868	222
-0,0852	232
0,2647	233
-0,3582	234
-0,0040	235
-0,0428	236
0,1395	237
-0,1212	230
-0,0488	239
0,0210	

Como puede verse, las zonas de deformación de tracción concuerdan en general con los cambios de curvatura de la deformada de superficie de los estériles sobrecargados. Estos cambios de curvatura están condicionados por la existencia de un espaldón de arena incluido en el macizo de estériles sobrecargados. Los valores de deformación de tracción de la superficie de la barrera radiológica en estas zonas varían entre 0,14% y 0,25%.

Fuera de estas zonas se dan como resultado del análisis, unas deformaciones de tracción que podrían atribuirse a efectos parásitos del tratamiento numérico llevado a cabo en el proceso de análisis mediante elementos finitos. Así, en el nudo 239 (ver fig. 8.38) correspondiente a la frontera derecha del dominio discretizado, aparece como deformación de tracción un valor de 0,02% que se estima achacable a la condición de movimiento horizontal nulo impuesto por simetría geométrica del dique. En el nudo 188 se obtiene una deformación local de tracción de 0,45% que no es atribuible ni a diferencias discretas del espesor de los estériles sobrecargados ni del valor de la sobrecarga. Podría tratarse de un efecto puramente numérico introducido por los elementos triangulares o de relación ancho/altura elevada contiguos al nudo. Por tal motivo estos dos resultados de tracción se estiman carentes de significado físico.

8.5.3. Resistencia a tracción de la barrera radiológica en condiciones de deformación mecánica por asiento del dique

Si se comparan las deformaciones de tracción de la barrera radiológica en superficie, anteriormente establecidas (0,14% a 0,25%) con los criterios de rotura establecidos por Leonards y Narain (1963) resultaría que tales valores serían intermedios a los límites de no fisuración (0,05%) y fisuración casi segura (0,33%).

Se ha de tener en cuenta que estos límites fueron establecidos para deformaciones desarrolladas esencialmente a corto plazo y por consolidación primaria, por tratarse de una investigación aplicada a posibles fisuraciones en presas de tierra.

En el caso de estudio, las deformaciones se generan básicamente por consolidación secundaria. Por ello, el programa de seguimiento vigilancia y mantenimiento del dique, en los primeros años, ha de reflejar la mayor velocidad de deformación esperable.

9. ESTUDIO DINÁMICO. APLICACIÓN A LA FASE DE CLAUSURA DE LOS DIQUES DE ESTÉRILES DE LA FÁBRICA DE URANIO DE ANDÚJAR (JAÉN)

Se ha considerado que el comportamiento derivado de los ensayos dinámicos es representativo del comportamiento de los estériles del dique, en condiciones de sollicitación dinámica a corto plazo. A medio y largo plazo, una vez producida la reducción del grado de saturación correspondiente al desarrollo de succión previsto en el dique, el comportamiento medido en los ensayos triaxiales efectuados se considera conservador con relación a la previsión del comportamiento real del dique.

9.1. Acelerogramas

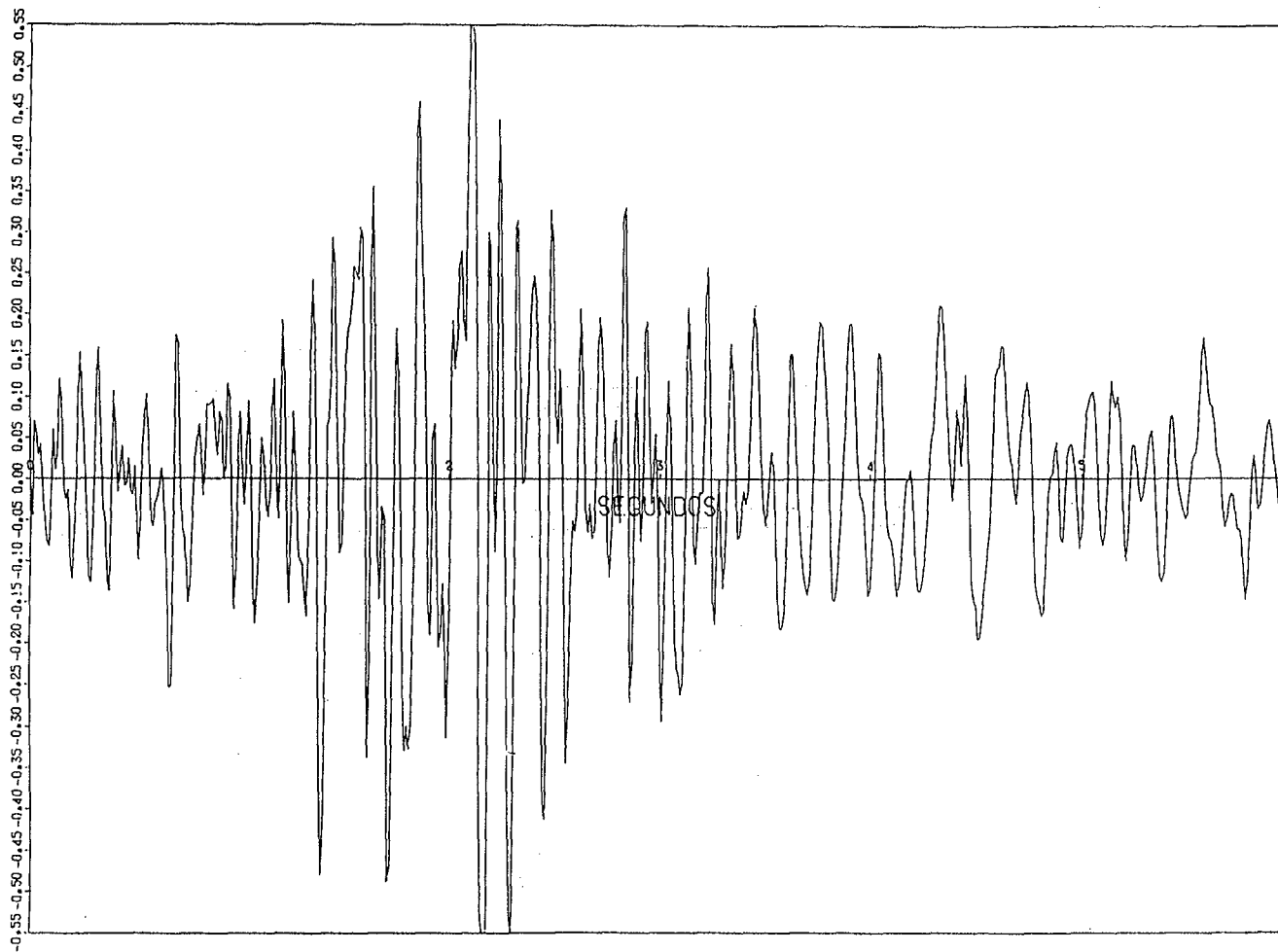
En las figs. 9.1 y 9.2 se recogen los acelerogramas correspondientes a los sismos horizontales de diseño de campo próximo y campo lejano utilizados.

El sismo próximo tiene una duración de 6 segundos y una aceleración máxima de 0.55 g. El sismo lejano tiene una duración de 60 segundos y una aceleración máxima de 0.3 g.

9.2. Programas de cálculo y discretización de la sección de estudio

9.2.1. Programa de cálculo utilizado

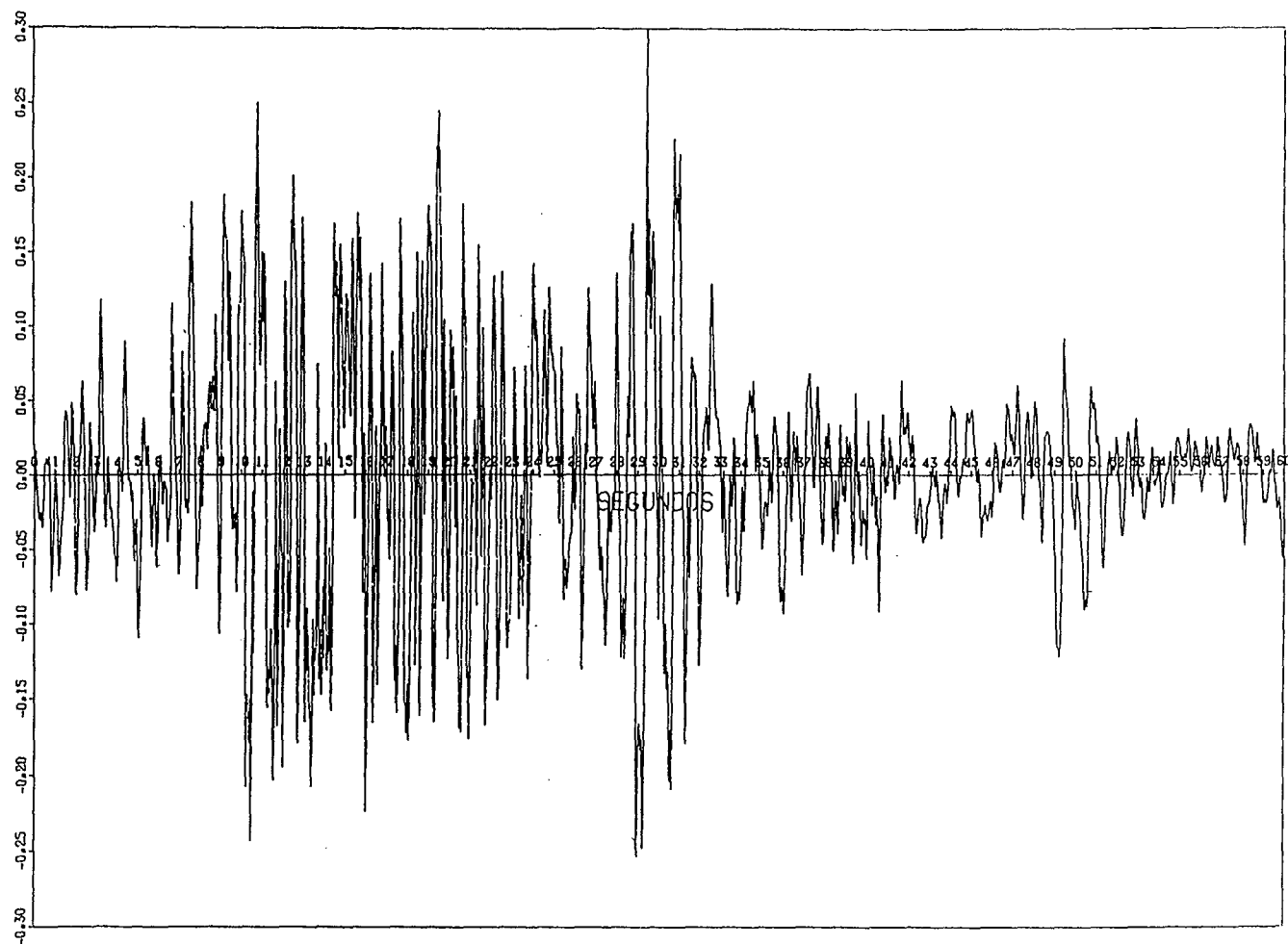
Definida la sollicitación sísmica a nivel de la base rocosa, el primer problema que se plantea consiste en determinar, a lo largo del tiempo, la evolución de aceleraciones, tensiones y deformaciones dinámicas que se



TERREMOTO DE ANDUJAR, $A=0.55G$ HORIZONTAL

ACELERACION MAXIMA = $0.550 G$

Fig. 9.1.- Terremoto de diseño. Campo próximo



TERREMOTO DE ANDUJAR, $A=0.3$ HORIZONTAL

ACELERACION MAXIMA = 0.300 G

Fig. 9.2.- Terremoto de diseño. Campo lejano

transmiten a través de los suelos naturales de cobertura del substrato rocoso y del dique de estériles.

Para ello, se ha utilizado la técnica de los elementos finitos, con variación de parámetros de rigidez y amortiguamiento, en función de la deformación tangencial, a través del programa de cálculo QUAD-4.

De forma sucinta se puede indicar que en la evaluación, por el método de elementos finitos, de la respuesta de un medio discretizado a una sollicitación sísmica ha de resolverse el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales:

$$M \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + K \cdot u = R(t)$$

siendo:

- M = matriz de masas para el ensamblado de elementos
- C = matriz de amortiguamientos para el ensamblado de elementos
- K = matriz de rigidez para el ensamblado de elementos
- u = vector de desplazamientos nodales (los puntos superpuestos indican derivación con respecto al tiempo)
- R(t) = vector de fuerzas nodales debidas al terremoto

Por introducirse la posibilidad de variación con las deformaciones tangenciales, no sólo de la rigidez, sino también del amortiguamiento, en la integración paso a paso del sistema, para cada caso de integración se han de determinar matrices modificadas K y C a partir de las submatrices correspondientes a cada elemento, según su deformación.

El análisis que realiza el programa QUAD-4 considera deformación plana, y puede emplear elementos triangulares o cuadrangulares.

El programa permite, asimismo, introducir cambios en las leyes de variación del módulo de rigidez y del coeficiente de amortiguamiento con

la deformación tangencial, que lleva incorporadas el programa. En tal sentido, se han adoptado las curvas de diseño del material, obtenidas en ensayos de columna resonante disponibles para el mismo.

Se ha considerado aplicado el sismo de cálculo a nivel del techo de margas subyacentes a los acarreos naturales del río.

9.2.2. Discretización de la sección de estudio

Para la realización del estudio de tensiones tangenciales, en términos de resistencia o de deformabilidad potencial del dique, se ha elegido una sección que se identifica con una zona de dique recrecido, en la cual los estériles menos confinados de la parte superior próxima al talud son, básicamente, estériles compactados.

En la fig. 9.3 se representa la malla de elementos finitos adoptada en el análisis dinámico. En ella se señala la zonificación del dique propuesta para la evaluación de la resistencia ante sollicitaciones sísmicas según la distribución de los materiales detectados en el dique analizado, de acuerdo con la caracterización geotécnica efectuada a lo largo del estudio.

9.3. Parámetros dinámicos

En la sección de estudio se han incluido las zonas con predominio de arena, correspondientes a los espaldones, que se han considerado, a efectos de aplicación del programa de análisis, como suelo incoherente tipo arena. Para este material se han considerado aplicables las curvas de diseño propuestas por Seed et al. (1975) para variación, en condiciones de confinamiento, del módulo de deformación en función de la deformación tangencial de

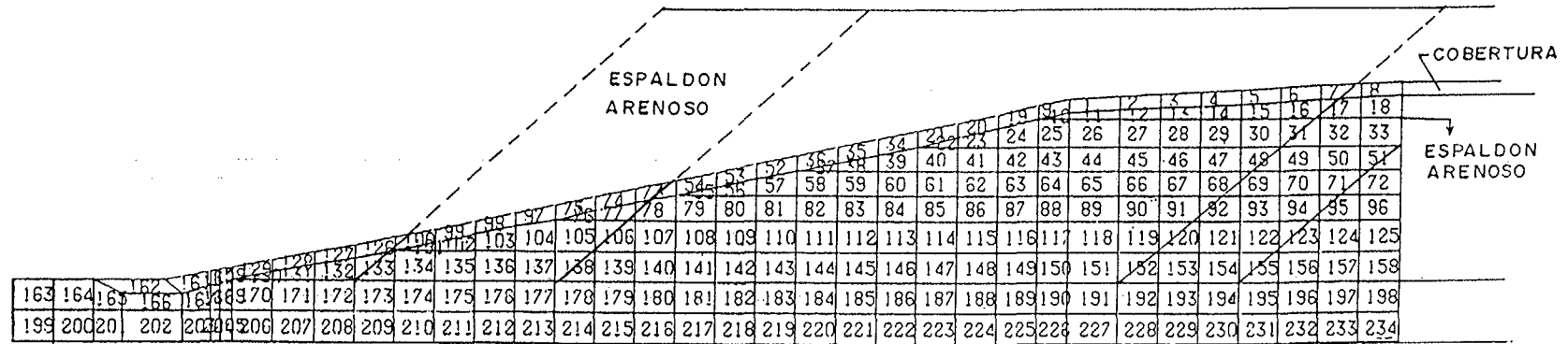


Fig. 9.3.- Discretización de la sección de análisis dinámico. Situación de espaldones arenosos internos al dique

un suelo incoherente, así como de la correspondiente ley de variación del factor de amortiguamiento crítico. La localización supuesta, para estas zonas de arena, se refleja en la fig. 9.3. Todo el resto de la sección de estériles se ha considerado constituida por material tipo arcilla, utilizando las curvas obtenidas en el estudio de los estériles analizados.

Como módulo de rigidez transversal inicial se ha adoptado un valor de 260.8 kg/cm^2 para todos los elementos del dique (tanto estériles arenosos como arcillosos) situados bajo la cobertera. Este valor, que equivale a 521 ksf, se ha obtenido adoptando el mínimo valor del módulo de rigidez transversal medido en los ensayos de columna resonante disponibles del material (intervalo comprendido entre 260.8 y 616.5 kg/cm^2)

Con relación a los materiales de cimentación del dique, que constituyen la cobertera del substrato margoso, se ha considerado un módulo de rigidez constante de valor igual a 530.6 kg/cm^2 (1060 ksf) correspondiente a un suelo de compacidad mediana a baja.

9.4. Resultados obtenidos

Los resultados de aplicación del programa de análisis recogen los valores máximos de tensiones y deformación tangencial obtenidos para cada elemento de la malla utilizada. Los elementos considerados, que se han seleccionado tanto en zona de talud, como en cuerpo de dique, son los siguientes: 29, 30, 41, 42, 59, 60, 65, 67, 69, 90, 92, 108, 109, 137, 138, 142, 144, 146, 148, 151.

A efectos de evaluación se ha efectuado una comparación de las sollicitaciones máximas producidas en el dique por los sismos de campo próximo y lejano, recogándose en la tabla 9.1 los valores de la máxima ten-

Tabla 9.1.- Resultados del estudio dinámico

Comparación de los resultados obtenidos en el análisis dinámico para los sismos de campo lejano y campo próximo:

NUMERO DE ELEMENTOS		CAMPO LEJANO $\tau_{\text{máx}}$ DINAMICO		CAMPO PROXIMO $\tau_{\text{máx}}$ DINAMICO	
Din.Estático		Tn/m ²	PSF	Tn/m ²	PSF
29	188	2.060	412	910	182
30	189	2.210	442	1.030	206
41	170	2.245	449	780	156
42	171	2.810	563	1.175	235
59	152	2.850	570	1.235	247
60	153	3.220	644	1.245	249
65	158	3.420	684	1.425	285
67	160	3.800	760	1.535	307
69	162	2.990	598	1.195	239
90	141	4.040	808	1.520	304
92	143	4.280	856	1.470	294
108	109	3.330	667	2.140	428
109	110	3.510	702	2.220	444
137	80	2.480	496	2.335	467
138	81	3.570	715	3.425	685
142	85	4.390	878	2.615	523
144	87	5.025	1.005	2.340	468
146	89	6.190	1.238	2.100	420
148	91	4.810	962	1.810	362
151	94	5.365	1.073	1.610	322

sión tangencial producida por cada uno de los sismos considerados, en los elementos mencionados en el párrafo anterior.

Como puede comprobarse, la sollicitación máxima generada por el sismo correspondiente a cada elemento es sensiblemente mayor para el sismo de campo lejano que para el de campo próximo. En base a este planteamiento se ha analizado la evolución de la resistencia de la sección del dique de estériles con relación a la sollicitación del sismo de campo lejano, para el establecimiento del grado de seguridad de los taludes en condiciones sísmicas.

La historia de las tensiones tangenciales obtenida a la llegada del sismo de campo lejano y campo próximo al substrato margoso se recoge en el Apéndice VI.

9.4.1. Evaluación de la resistencia de la sección del dique de estériles a las sollicitaciones sísmicas de proyecto

Los resultados alcanzados definen la respuesta "transitoria" del dique, pero no suministran datos directos relativos a deformaciones permanentes, o de pérdida de resistencia del material del dique. Ello es debido a que se ha utilizado el modelo lineal equivalente. Para obtener deformaciones irreversibles es necesario acudir a los ensayos de laboratorio. La comparación entre ambos tipos de respuesta exige traducir los ciclos "aleatorios" calculados en ciclos uniformes, que son los que normalmente se ensayan en laboratorio.

Una vez valoradas las historias de tensiones cíclicas, inducidas a diferentes niveles en el cuerpo del dique, la siguiente etapa consiste en determinar la tensión equivalente correspondiente a ciclos uniformes compa-

rables con los realizados en laboratorio.

La práctica habitual en este tipo de análisis radica en convertir la serie de tensiones cíclicas inducidas por el sismo (resultados del cálculo), en una serie equivalente de ciclos de tensiones uniformes, de tal manera que esta nueva serie pueda ser comparada directamente con los datos de los ensayos de laboratorio, obtenidos bajo condiciones de tensiones cíclicas uniformes.

9.4.2. Procedimiento de cálculo utilizado

A continuación se describe el conjunto de pasos que es necesario efectuar, para realizar la transformación anteriormente indicada, según el método propuesto por Kenneth L. Lee et al. (1972).

Dado que los elementos del dique presentan, según su localización respecto del talud, condiciones diversas de anisotropía tensional, se ha partido de curvas de diseño, consolidados anisotrópicamente, en las que la presión máxima fuera doble de la mínima ($K_c = 2$), para cada uno de los materiales que pueden presentarse en la sección de estudio.

El proceso de evaluación de los resultados es el siguiente:

Primero: Obtención del "número de ciclos de cada uno de los niveles de tensión"

Obtener el número de ciclos que alcanza, durante la historia de tensiones tangenciales, cada uno de los niveles de sollicitación. Para ello, una vez divididos los niveles de tensiones (de 0 a 20%, del 20 al 40%, del 40 al 60% ... y de los 80 al 100%), es necesario contar el número de ciclos cuyo

máximo queda en cada intervalo, así como la tensión media en el mismo.

Este valor se ha hallado para los 20 elementos en los cuales se han obtenido las historias de tensiones correspondientes.

Segundo: Obtención del "número de ciclos (equivalente) de tensión tangencial dinámica máxima".

A partir de las curvas de fatiga corregidas (para la consolidación anisótropa especificada, en función de cada material existente en la sección de estudio, de la tensión normal efectiva, en el plano potencial de rotura del elemento "in situ" (σ_y), y de la razón (K_c) entre las tensiones principales) se pueden obtener las equivalencias entre cada uno de los "números de ciclos" de cada uno de los histogramas que anteriormente se han hallado, con historias variables de tensiones, y el número de ciclos de tensión tangencial máxima a que corresponde.

Así por ejemplo, en el material arenoso, para una presión de confinamiento de $\sigma_3 = 0,3 \text{ Kg/cm}^2 = 30 \text{ KN/m}^2$ y una razón $K_c = 2$, se aprecia que 1 ciclo del 100% de la relación (τ_{\max}/σ_y) es equivalente a 6 ciclos del 60% de la relación (τ_{\max}/σ_y). Procediendo de esta manera, se puede hacer extensivo a todas las condiciones de confinamiento (σ_y y K_c), y a otros porcentajes (%) de sollicitación máxima.

Tercero: Obtención del "número de ciclos de 0,65 (τ_{\max}/σ_y)"

De los datos de laboratorio se deduce también que la relación que existe entre el 100% de la relación (τ_{\max}/σ_y) y el 65% de la misma es de 1 a 4,15 ($K_c = 2$). Por lo tanto es posible, asimismo, transformar el número de ciclos de un cierto nivel de tensiones (τ_{\max}/σ_y) en número de ciclos del 65% de la relación (τ_{\max}/σ_y). De esta manera todas las historias tensionales

de las figuras anteriores se pueden traducir a un "número de ciclos de 0,65 (τ_{\max}/σ_y)", N_{eq} , sin más que sumar la contribución de cada uno de los niveles de la relación (τ_{\max}/σ_y).

9.4.3. Análisis de resultados

A partir de los histogramas obtenidos en el análisis de elementos finitos se han determinado, siguiendo el procedimiento señalado anteriormente, las relaciones de tensiones de 0,65 τ_{\max}/σ_y , $\tau_{laboratorio}/\sigma_y$ y el valor N_{eq} (Número de ciclos uniformes equivalentes a que corresponde la historia errática de tensiones de cada uno de los elementos obtenidos en el cálculo dinámico). Estos valores han permitido comparar los resultados de laboratorio, obtenidos mediante ciclos regulares de tensiones en las muestras de suelo, a efectos de resistencia y deformación, con los ciclos irregulares reales que se introducen en el estudio dinámico mediante los sismos de proyecto.

En la tabla resumen 9.2 se recogen los valores obtenidos para cada uno de los elementos utilizados en el estudio dinámico. La columna $\tau_{laboratorio}/\sigma_y$ se ha subdividido en tres intervalos en función de la curva de fatiga de material que se adopte para el elemento considerado.

Conviene recordar que estas curvas de fatiga se han determinado sobre material saturado con un índice de huecos comparable al de los estériles depositados. En consecuencia los resultados del análisis son pesimistas si se aplican a estériles no saturados o recompactados a una densidad superior a la de ensayo.

Del análisis de dicha tabla se observa un buen comportamiento de los elementos considerados como arcillosos, con valores de 0,65 τ_{\max}/σ_y considerablemente inferiores a los valores obtenidos en la curva de fatiga de

Tabla 9.2.- RESUMEN DE VALORES DEL ANALISIS DINAMICO PARA EL TERREMOTO LEJANO

NUM DE ELEMENTO DIN. EST.		TAU MAX. ANAL. DINAMICO Tn/m2 PSF		σ_y ANALISIS ESTATICO Tn/m2	0.65*TAU MAX/ σ_y OBTENIDA DEL ANALISIS DINAM.	RELACION TAU MAX./ σ_y ENSAYOS (Kc = 2)			NUM. CICLOS EQUIVALENTES DE 0.65*TAU MAX/ σ_y
						ARENA	LIMO ARENOSO	ARCILLA	
29	188	2.060	412	7.120	0.188		0.142		18.1
30	189	2.210	442	7.301	0.197		0.208		8.3
41	170	2.245	449	7.107	0.205			0.517-(0.118)	1.0-(1000)
42	171	2.810	563	8.384	0.218			0.517-(0.100)	1.0-(1600)
59	152	2.850	570	7.212	0.257		0.139		12.2
60	153	3.220	644	8.764	0.242		0.203		9.2
65	158	3.420	684	14.030	0.158			0.517-(0.100)	1.0-(298)
67	160	3.800	760	15.050	0.164		0.193		12.8
69	162	2.990	598	20.869	0.093	0.275			1.0
90	141	4.040	808	10.310	0.255	0.275			1.0
92	143	4.280	856	18.903	0.147	0.275			1.0
108	109	3.330	667	10.256	0.211		0.163		36.7
109	110	3.510	702	11.740	0.194		0.153		55.3
137	80	2.480	496	11.038	0.146	0.114			126.6
138	81	3.570	715	10.915	0.213		0.162		33.5
142	85	4.390	878	16.578	0.172		0.150		54.1
144	87	5.025	1005	19.318	0.169			0.517-(0.140)	1.0-(109)
146	89	6.190	1238	20.010	0.201			0.517-(0.139)	1.0-(125)
148	91	4.810	962	25.360	0.123		0.350		1.00
151	94	5.365	1073	27.407	0.127		0.350		1.00

NOTA: Los numeros entre parentesis, corresponden al estudio de los materiales arcillosos en el supuesto de que se comportasen como limos arenosos.

laboratorio del material, para el número de ciclos equivalentes de intensidad $0,65 \tau_{\max}/\sigma_y$ del elemento (N_{eq}) calculado en el estudio dinámico.

De igual manera se observa, en las hipótesis de saturación completa y estado flojo, una respuesta, en general deficiente, como cabría esperar, de los elementos arenosos.

Si se acepta que los estériles más próximos de los espaldones arenosos tuvieran un comportamiento dinámico definido por los ensayos realizados sobre material limoarenoso resultaría asimismo una respuesta deficiente al sismo como puede comprobarse en la tabla.

A la hora de considerar estos resultados en el dique se debe precisar que la textura real de los estériles refleja, como se ha insistido a lo largo del estudio, un bandeo, en el que alternan materiales arenosos, limoarenosos y arcillosos, tanto en zona de cuerpo de dique como en zona de borde, variando únicamente, en una y otra zona, sus proporciones relativas. Asimismo, se debe indicar que en la proximidad de las superficies de los diques expuestos al aire, los estériles no se encuentran saturados al 100%, siendo de esperar a medio y largo plazo que los grados de saturación en el dique se irán reduciendo como consecuencia de la reducción de infiltración por efecto de la barrera radiológica.

En estas condiciones, el comportamiento dinámico real del dique en actuación del sismo implicaría, en el caso más desfavorable, la posibilidad de reducciones o incluso pérdidas completas de resistencia en intercalaciones saturadas no plásticas, confinadas por materiales plásticos resistentes al sismo. Esto se traduciría en la práctica en deformaciones permanentes localizadas del dique, sin rotura, dado que las intercalaciones arenosas tienen configuración de espesor reducido y se encuentran completamente confinadas por materiales que mantienen su resistencia mecánica. Este

fenómeno se comprobó en el comportamiento de los ensayos disponibles con muestras intactas de arcilla con bandeo frecuente de materiales incoherentes limoarenosos o arenolimosos (foto nº 2).

El desarrollo de succión en los estériles, favorecido por la reducción de infiltración de agua a que conduce la barrera radiológica, supondrá una mejora a medio plazo en las condiciones resistentes, estáticas y dinámicas del dique.



Foto 2.- Muestra de arcilla con vetas de arena, ensayada en triaxial dinámico

10. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

10.1. Resumen

La experimentación realizada contempla la caracterización geotécnica, estática y dinámica de estériles de Uranio depositados por relleno hidráulico, constituyendo la discusión y análisis de los parámetros que caracterizan a estos materiales el objetivo básico del presente estudio, contrastando y resaltando las posibles diferencias de los resultados obtenidos con los datos publicados en Estados Unidos (documento UMTRA Project), donde el desarrollo de este tipo de trabajos ha sido mayor.

Los estériles estudiados provienen de los diques de la antigua Fábrica de Uranio de Andújar (Jaén), a cuya fase de clausura se han aplicado los resultados obtenidos.

El estudio contempló, inicialmente, una campaña de investigación de campo destinada tanto a determinar la respuesta de los estériles frente a ensayos de penetración dinámica y estática como a obtener muestras de material no alterado para su investigación en laboratorio.

Sobre las muestras obtenidas en la investigación se realizaron un conjunto de ensayos, tanto estáticos como dinámicos, que han permitido caracterizar geotécnicamente los estériles estudiados.

A partir de los ensayos de identificación se puso de manifiesto el bandeo que caracteriza la estructura de los estériles, cuyo origen se vincula con el proceso de deposición al que han estado sometidos.

En el texto se realiza una clasificación de los estériles estudiados, en función de los resultados de los ensayos de identificación,

estableciéndose cuatro categorías: Arenas y limos no plásticos ($IP = 0$), limos ($0 < IP < 10\%$), limos arcillosos ($10 < IP < 20\%$) y arcillas ($IP > 20\%$), que reflejan un grado de plasticidad creciente o una susceptibilidad decreciente a ser afectados por acciones dinámicas.

A modo de síntesis de los parámetros mecánicos de resistencia y deformabilidad de los estériles se reproducen, adjuntas, la tabla resumen 6.23 y la tabla 6.24 de comparación con los valores establecidos en el documento UMTRA Project.

Para la determinación de la resistencia al corte de los estériles se han realizado ensayos triaxiales: no consolidados - no drenados (UU), consolidados - no drenados (CU) y consolidados-drenados (CD). Debido a la falta de homogeneidad de los estériles, imputable al bandeo ya mencionado, incluso a la escala de las muestras, se ha ensayado una sola probeta por muestra, sometida a una presión de confinamiento semejante a la octaédrica estimada para la muestra, en el terreno, en función de la profundidad de extracción. En los ensayos consolidados-drenados se ha ensayado una segunda probeta, consolidada a una presión de célula aproximadamente igual al doble de la presión octaédrica "in situ". Los parámetros resistentes se han obtenido, en cada caso, para el conjunto de las muestras ensayadas, representando los resultados en diagramas p - q (presiones totales) y p' - q' (presiones efectivas), que se han traducido a parámetros de fricción interna y cohesión con el criterio conservador expuesto en el apartado, que permite armonizar los resultados de campo y laboratorio.

Los resultados obtenidos en cada uno de los tipos de ensayo se pueden concretar en:

Tabla 6.23.- Recopilación de parámetros geotécnicos de materiales obtenidos en el estudio

		Parámetros Resistentes												Parámetros Deformacionales								Correlación penetraciones		
		UU		CU						CD		Corte		\bar{C}_c	\bar{E}_m	\bar{C}_v	\bar{C}_α	k^{1a}	n^{1a}	k^{1a-2a}	n^{1a-2a}			
		C	ϕ	C_{eq}	C_a	ϕ	ϕ_{eq}	C'_{eq}	ϕ'_{eq}	C'	ϕ'	C	ϕ											ϕ_{res}
Estériles Limo/arcillosos		0,355	0	0	0,12	20	25	0,11	29	0	30	-	-	Nuevos 23	0,727	25,5	$2,45 \times 10^{-3}$	$8,74 \times 10^{-3}$	123	0,75	63	0,56	25	Nuevos
														Viejos 25									27	Antiguos
Estériles arenosos		-	-	0	-	-	28	-	-	0	28	-	-	-	0,288	46,2	-	$0,3 \times 10^{-2}$	201,8	0,63	75,7	0,5	28	-
Estériles recompactados		-	-	-	-	-	-	0,1	25	-	-	-	-	-	0,218	35,5	-	$0,27 \times 10^{-2}$	326,4	0,91	66,1	0,66	-	-
Terreno natural	Arcilla	-	-	-	0,8	10	-	0	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	508	1,2	508	1,2	-	-
	Grava	-	-	0	-	-	38	0	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3000	0,2	3000	0,2	-	-

Tabla 6.24.- Comparación de parámetros geotécnicos básicos obtenidos en la fábrica de Uranio de Andújar y el proyecto UMTRA

	UMTRA	ANDUJAR
COMPRESIBILIDAD	Finos $C_c = 0.51$ Arenas/finos $C_c = 0.21$ Arena $C_c = 0.12$	Arcilla, Arcilla limosa $C_c = 0.73$ Arena, Limos $C_c = 0.29$
CONSOLIDACIÓN PRIMARIA	Finos $C_v = 1.6 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$ Arenas/finos $C_v = 7.9 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$ Arena $C_v = 7.8 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{seg}$	Arcilla, Arcilla limosa $C_v = 2.45 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$
CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA	Finos $C_\alpha = 0.5 \times 10^{-2}$ Arenas/finos $C_\alpha = 0.4 \times 10^{-2}$	Arcilla, Arcilla limosa $C_\alpha = 0.87 \times 10^{-2}$ Arena, Limos $C_\alpha = 0.3 \times 10^{-2}$
RESISTENCIA A CORTANTE	Finos $\phi' = 21-37^\circ$ Arenas/finos $\phi' = 27-38^\circ$ Arena $\phi' = 32-38^\circ$	Limo-arcillosos $\phi' = 30^\circ$ Arenosos $\phi' = 28^\circ$
TERRAPLÉN DE ENSAYO PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN	$C_v = 4.1 \times 10^{-2}$	$C_v = 4 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$ $C_\alpha = 1.8 \times 10^{-2}$

- Triaxiales UU:

Para este tipo de ensayo tan solo se han utilizado muestras de materiales arcillosos, obteniéndose un valor medio de cohesión de 0.35 kg/cm^2 , en condiciones de $\phi = 0^\circ$.

Comparados estos resultados con la relación de Skempton, en función de las profundidades de las muestras ensayadas (entre 2.5 y 5.5 m), se detecta un grado de sobreconsolidación próximo a 3, debido, posiblemente, al desarrollo de un efecto de succión por desecación en diferentes niveles de los estériles.

- Triaxiales CU:

Los ensayos de resistencia efectuados en condiciones de consolidación previa y rotura sin drenaje proporcionan, referidos a presiones totales, valores de cohesión, c , de 0.12 kg/cm^2 , y del ángulo de rozamiento, ϕ , de 20° . Estos valores, traducidos en términos de ϕ equivalente ($c = 0$), corresponden a un valor $\phi_{eq} = 25^\circ$ para estériles de la zona superior de los diques (estériles de reciente deposición, $L < 10 \text{ m}$), y a $\phi_{eq} = 27^\circ$ para estériles sobrecargados ($L > 10 \text{ m}$, estériles de deposición más antigua).

Estos ensayos en presiones efectivas proporcionan valores de $c' = 0.11 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 29^\circ$.

- Triaxiales CD:

En estos ensayos se tallaron, como ya se ha dicho, dos probetas por muestra, ensayándose una primera serie de probetas con una presión en célula semejante a la octaédrica (estimada como la existente en el

terreno), y la segunda con una presión en célula aproximadamente igual al doble de la octaédrica.

En la generalidad de las curvas de rotura de las muestras se observa un codo o quiebro de pendiente a pequeña deformación y un progresivo y posterior aumento de la tensión desviadora, no alcanzándose un máximo, en la mayoría de los casos, para deformaciones del 20%.

Para la interpretación de los parámetros resistentes (en concreto el ángulo de rozamiento, al haber supuesto la cohesión nula), con granulometrías de estériles arcillosos y de estériles limosos, se han considerado ambos tipos de probetas y se han empleado tres criterios distintos para obtener la tensión desviadora de rotura:

- El primer criterio contempla considerar la tensión desviadora máxima alcanzada dentro del intervalo de deformaciones inferiores al 20%.

Con este criterio los valores que se obtienen son:

	Presión célula \approx octaédrica "in situ"	Presión célula $\approx 2 \times$ octaédrica "in situ"
Arcilla	32°	30°
Limo	36°	33°

- El segundo criterio contempla considerar el desviador último de fin del ensayo de rotura (en casi todos los casos corresponde a la deformación del 20%.

Los valores obtenidos en este caso han sido:

	Presión célula = octaédrica "in situ"	Presión célula = 2 x octaédrica "in situ"
Arcilla	30°	27°
Limo	34°	30°

- El tercer criterio ha consistido en considerar el desviador de tensiones de máxima curvatura, que se corresponde con el punto de codo o quiebro de la curva de rotura, cuando éste existe, y cuando no con el desviador máximo.

Los valores que se obtienen son:

	Presión célula = octaédrica "in situ"	Presión célula = 2 x octaédrica "in situ"
Arcilla	27°	23°
Limo	31°	26°

Como puede apreciarse el ángulo de fricción interna es menor en los casos de presión de confinamiento doble de la octaédrica, lo que se fundamenta en el ligero grado de sobreconsolidación que presentan los materiales ensayados (estériles en general nuevos).

A efectos de obtener unos parámetros de resistencia al corte, en presiones efectivas, representativos de las muestras ensayadas, se ha considerado el criterio asociado al desviador de tensiones de máxima curvatura por entender que en esta zona se produce un cambio de su comportamiento. Hay que tener en cuenta la estructura abierta del material estudiado, que se refleja en los elevados valores del índice de huecos. Como consecuencia en el proceso de deformación por cortante se produce una evolución de su estructura en forma discontinua, con colapso brusco que ocasiona un quiebro en la ley tensión-deformación. Como se ha señalado, este punto se considera como de rotura de la estructura metaestable y el estado tensional correspondiente se adopta como estado último a efectos

resistentes. Se obtienen así, para los parámetros de resistencia a cortante, los siguientes valores: $c' = 0$ y $\phi' = 25^\circ$, para los ensayos compresión en célula igual al doble de la presión octaédrica, y $c' = 0$ y $\phi' = 30$, para los ensayos con presión en célula igual a la presión octaédrica.

Al comparar los valores obtenidos en los ensayos lentos (C-D) con los medidos en los ensayos consolidados no drenados (C-U), con presiones de confinamiento equivalentes a las obtenidas in situ en ambos casos, se observan discrepancias que permiten concluir que los parámetros en efectivos deducidos de ensayos C-U pueden quedar del lado de la inseguridad, tanto por la imprecisa determinación de la presión intersticial en rotura para un material bandeado como por la propia velocidad del ensayo que, en los ensayos C-U, puede introducir una componente adicional de resistencia viscosa.

- Ensayos de corte directo

En el aparato de corte directo se han realizado ensayos en condiciones de rotura rápida sin y con consolidación previa (R-R y C-R). Asimismo, se han realizado ensayos para determinar los parámetros residuales de la resistencia al corte sobre muestras remoldeadas con índices de huecos y humedad inicial equivalentes a los valores medios obtenidos para estos parámetros en estériles de reciente deposición (0 - 9 m) y a estériles antiguos (> 9 m). En los estériles de reciente deposición el valor del ángulo que se obtiene es de 23° , y de 25° para los estériles antiguos.

Estos valores son altos con relación al índice de plasticidad del material y su valor podría estar muy influenciado por el proceso industrial que ha dado lugar a la formación de los estériles, bastante diferente de los procesos naturales de formación de suelos arcillo-limosos.

- Ensayos de deformabilidad

Para la determinación de los parámetros de deformabilidad se han realizado ensayos edométricos convencionales y ensayos edométricos con succión controlada.

Los ensayos de deformabilidad en edómetro han permitido establecer los parámetros medios representativos de las deformaciones a corto y largo plazo de los estériles sometidos a sobrecarga.

De los resultados obtenidos se establece un valor medio del índice de compresión, C_c , de los estériles de 0.73 con una desviación típica, $\delta_{n-1}(C_c)$, de 0.32. Como módulo edométrico se obtiene un valor medio, E_m , de 25.5 kg/cm², con una desviación típica, $\delta_{n-1}(E_m)$, de 9.69 kg/cm².

El valor medio del coeficiente de consolidación, C_v , es de 2.45×10^{-3} cm²/seg, con una desviación típica, $\delta_{n-1}(C_v)$ de 0.79×10^{-3} .

- Parámetros de modelos hiperbólicos de tensión-deformación de los estériles

De los ensayos edométricos en estériles se deduce una permeabilidad media, K_v , de 0.93×10^{-7} cm/seg, con una desviación típica de 0.49×10^{-7} cm/seg.

El valor medio del coeficiente de consolidación secundaria, C_{α} , ha sido de 8.7×10^{-3} , con una desviación típica de 4.3×10^{-3} .

A partir de los resultados de los ensayos edométricos se han determinado los parámetros k y n de un modelo hiperbólico de tensión-deformación. Su obtención se realiza determinando para cada escalón de

carga el módulo inicial tangente E_i y la presión de confinamiento σ_3 , obteniéndose los parámetros k y n de acuerdo con la expresión:

$$E_i = k P_o (\sigma_3/p_o)^n$$

donde, P_o es la presión atmosférica utilizada como referencia para hacer la expresión adimensional.

Se han establecido los valores de k y n para los casos de:

- Deformaciones correspondientes exclusivamente a consolidación primaria.

$$k = 123$$

$$n = 0.75$$

- Deformaciones debidas a consolidación primaria y consolidación secundaria, extrapolando a un periodo de mil años.

$$k = 63$$

$$n = 0.56$$

En el caso de considerar el material arenoso, correspondiente a los espaldones de confinamiento lateral de los diques, los parámetros del modelo hiperbólico obtenidos, a partir de los edómetros, han sido:

- En la hipótesis de deformación por consolidación primaria.

$$k = 201.8$$

$$n = 0.63$$

- En la hipótesis de consolidación primaria y secundaria correspondiente a un ciclo de mil años.

$$k = 76.7$$

$$n = 0.5$$

Los ensayos edométricos realizados sobre estériles arenosos recogen un valor medio del módulo edométrico, E_m , de 46.2, del índice de compresión, C_c , de 0.288 y del coeficiente de consolidación secundaria, c_α , de 0.3×10^{-2} .

Finalmente, los ensayos edométricos realizados sobre estériles compactados al 90% de la densidad Proctor (para reproducir el comportamiento de los materiales de aporte en el recrecido de los diques) proporcionan como valoración de los parámetros del modelo hiperbólico los siguientes:

- Consolidación primaria de los estériles compactados.

$$k = 326.4$$

$$n = 0.91$$

- Consolidación primaria y secundaria (intervalo de mil años).

$$k = 66.1$$

$$n = 0.66$$

En este caso el valor medio del módulo edométrico, E_m , es de 35.5 kg/cm², del índice de compresión, C_c , de 0.218 y del coeficiente de consolidación secundaria, C_α , de 0.27×10^{-3} .

En la literatura disponible más reciente relativa al estudio de estériles depositados por relleno hidráulico se hace referencia a la influencia de la succión en la resistencia mecánica a largo plazo de los estériles, lo que determina una mejor estabilidad de los taludes (Fourie et al. 1997). Sin

embargo, no aparecen estudios detallados sobre influencia de la succión en la deformabilidad a largo plazo de los almacenamientos. Cabe así resaltar el interés del estudio desarrollado en base a ensayos edométricos de succión controlada.

En estos ensayos edométricos de succión controlada se ha medido la deformación de los estériles arcillosos y arenosos, previamente consolidados bajo carga, por efecto del desarrollo de una succión debida a desecación.

A partir de los resultados obtenidos se han establecido los modelos hiperbólicos del comportamiento de deformación bajo succión de materiales limo-arcillosos o arenosos, cuyos parámetros característicos han sido:

Estériles limo-arcillosos:	$k = 131$
	$n = 0.92$

Estériles arenosos:	$k = 347$
	$n = 1.04$

- Caracterización dinámica de los estériles

Las condiciones de resistencia a la sollicitación dinámica de los estériles se han definido ensayando en el triaxial dinámico estériles representativos de los cuatro grupos diferenciados: arcilla, limoarcilloso, limoarenoso y arena.

Para poder comparar las diferencias de comportamiento de los diferentes grupos de materiales que constituyen los estériles, tomados por

separado, se reproducen las curvas de Proyecto para fracciones no plásticas y para fracciones arcillosas según ensayos, y corregidas, para tener en cuenta las condiciones tensionales existentes en el plano de rotura.

Conviene destacar el buen comportamiento de las muestras intactas de arcilla con presencia de vetas finas de material incoherente, lo que refleja el buen comportamiento de estos materiales frente al efecto de un sismo cuando están confinados.

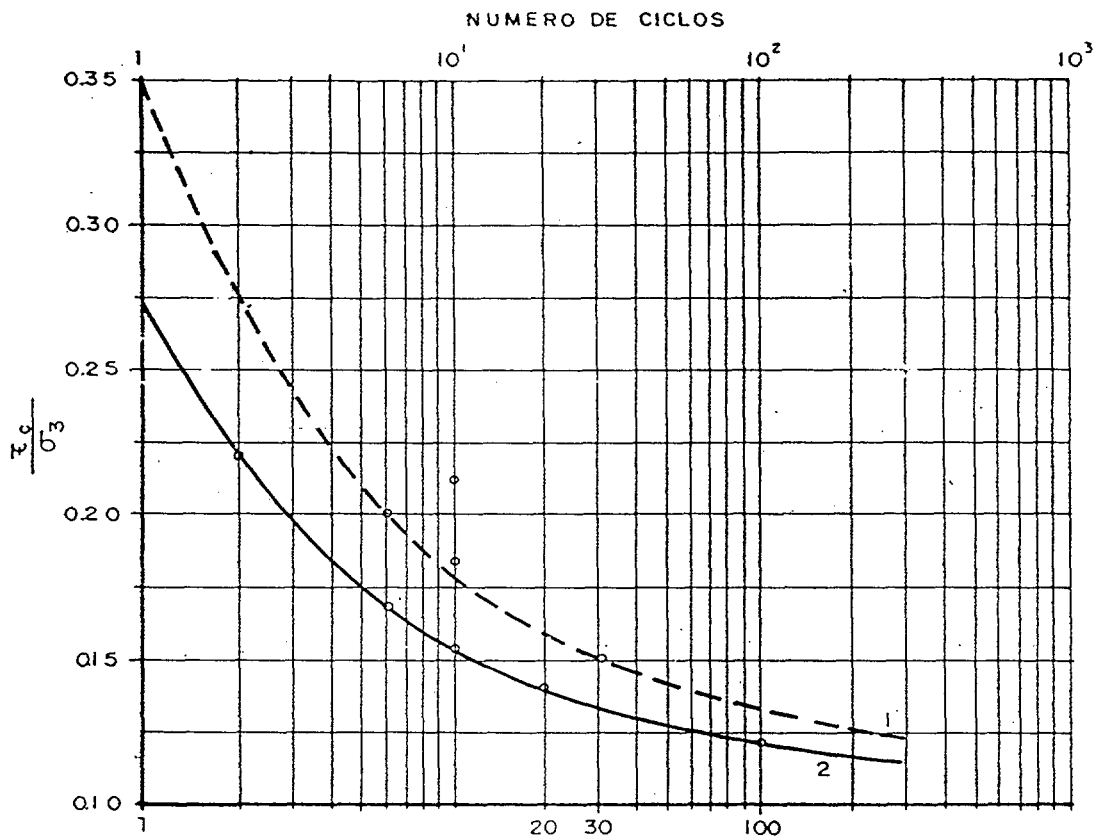
- Estudios de estabilidad y comportamiento del dique final de estériles

Una vez efectuada la caracterización geotécnica, y establecidos los parámetros propuestos para el cálculo, se ha realizado el análisis de la clausura de los diques de la Antigua Fábrica de Uranio de Andújar (Jaén) contemplando el estudio de la estabilidad de los diques en su configuración final, el comportamiento tenso-deformacional de los mismos y el comportamiento de los estériles de los diques en situación de actuación de un sismo de proyecto.

Para el estudio de la estabilidad de los diques se han contemplado las situaciones de talud correspondientes a sección recrecida o reperfilada y, en ambos casos, se ha efectuado el análisis de estabilidad a corto plazo en presiones totales y a largo plazo en presiones totales y efectivas. En este último análisis se ha contemplado un posible desarrollo de presiones intersticiales en rotura a largo plazo de las superficies potenciales de deslizamiento mediante el uso del coeficiente de presión intersticial r_u .

El análisis de sección recrecida proporciona a corto plazo un coeficiente de seguridad a deslizamiento de 2.28, que desciende a 1.21 en el caso de aplicación de un coeficiente sísmico de 0.15 g. A largo plazo, esta sección presenta, en el análisis de presiones totales, un coeficiente de

ARENA



$$\sigma_1 = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

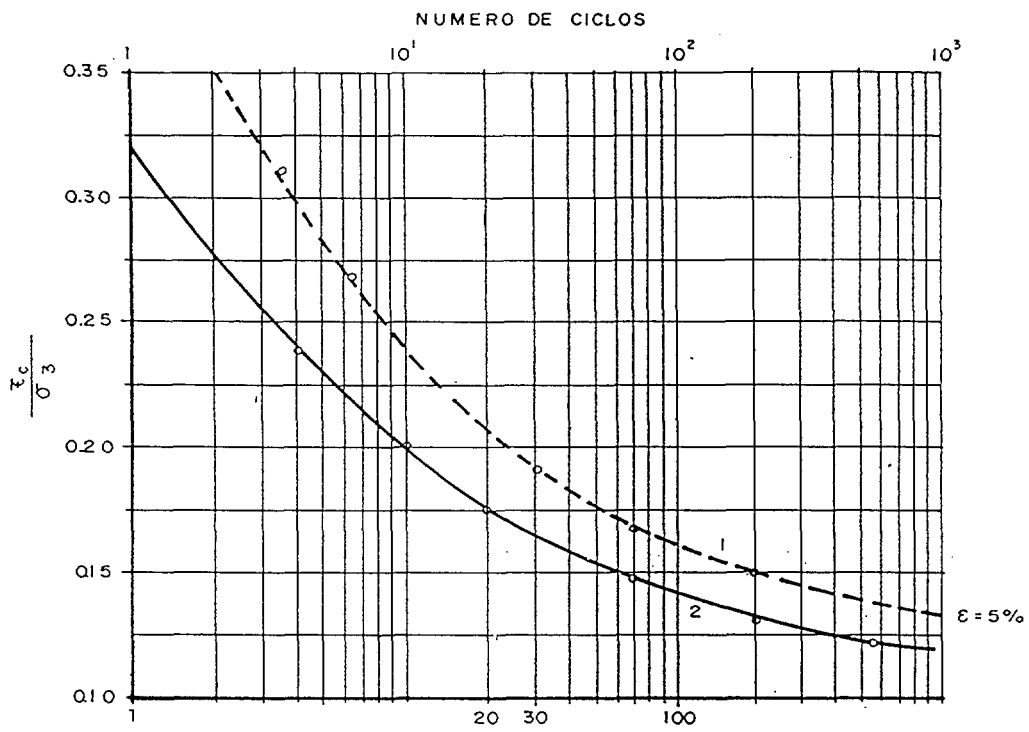
$$\sigma_3 = 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

1 (CURVA DE LABORATORIO)

2 (CURVA DE CALCULO)

Curva de proyecto corregida. Arena

LIMO - ARENOSO



$$\sigma_3 = 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

1 (CURVA DE LABORATORIO)

2 (CURVA DE CALCULO)

Curva de proyecto corregida. Limoarenoso

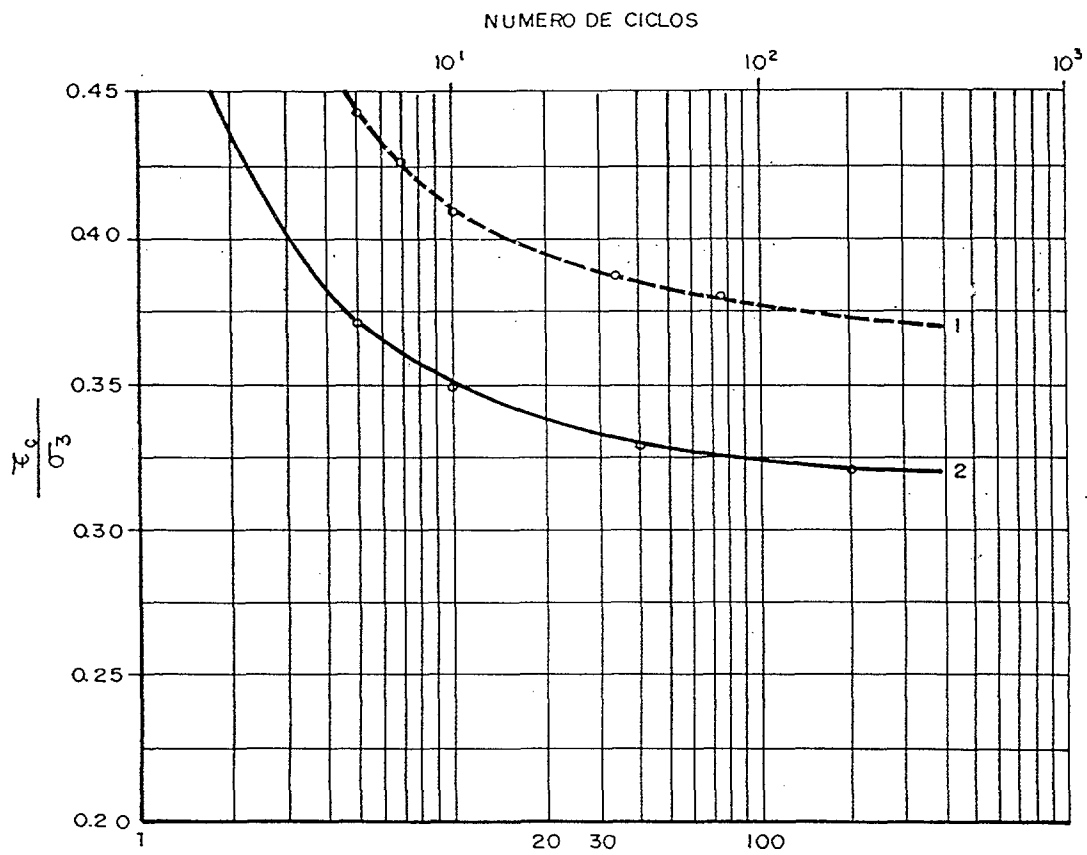
ARCILLA

1 (CURVA DE LABORATORIO)

2 (CURVA DE CALCULO)

$\sigma_3 = 0.3 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_1 = 0.6 \text{ kg/cm}^2$



Curva de proyecto corregida. Arcilla

seguridad de 3.16, que desciende a 1.4, por aplicación de un coeficiente sísmico de 0.23 g (equivalente a 2/3 de la aceleración pico del sismo lejano de proyecto). El análisis en presiones efectivas proporciona a largo plazo, aceptando un coeficiente $r_u = 0.15$ (en estériles y cobertura arcillosa), un coeficiente de seguridad de 2.76, que desciende a 1.27, por aplicación del coeficiente sísmico de 0.23 g.

En la sección reperfilada se obtienen a corto plazo coeficientes de seguridad a deslizamiento de 2.54 en condiciones estáticas y de 1.4 en caso de aplicación de un coeficiente sísmico de 0.15 g. A largo plazo, el análisis en presiones totales proporciona un coeficiente de seguridad de 2.69, que desciende a 1.19 en la hipótesis de actuación del coeficiente sísmico de 0.23 g. En el análisis en presiones efectivas, estos últimos coeficientes de seguridad se cuantifican, respectivamente, en 2.48 y 1.15.

En síntesis, se observa que los grados de estabilidad proporcionados por el análisis son suficientes en relación con el comportamiento a corto y largo plazo.

Se ha efectuado, asimismo, el análisis del comportamiento tenso-deformacional en condición estática de una sección tipo de los diques recrecidos. En este análisis se ha utilizado el modelo hiperbólico, en cuyo uso está basado el programa de ordenador por elementos finitos ISBILD.

El análisis de deformaciones debidas a los mecanismos de consolidación primaria, consolidación primaria y secundaria en intervalo de mil años, y succión se ha efectuado separadamente en cada uno de los tres casos y los resultados se han centrado en contemplar las deformaciones horizontales correspondientes a la base de la cobertura. Este planteamiento se ha realizado en base a su posible incidencia en el agrietamiento de la

barrera radiológica, al ser este uno de los condicionantes básicos regulados en la Fase de Clausura.

En síntesis, se obtiene que la incidencia mayor, en cuanto a posible fisuración de dicha barrera por deformación del dique bajo carga, se produce por consolidación primaria y por la primera fase (10 a 20 años) de la consolidación secundaria. En tal sentido, de los resultados obtenidos, parece recomendable la colocación de una barrera radiológica al término práctico de la consolidación primaria y la utilización de dicha barrera de geotextiles como elementos destinados a prevenir el desarrollo de fisuras durante el tiempo de durabilidad de los mismos. Dada la existencia de intercalaciones frecuentes de arena en los estériles es previsible que el proceso de consolidación primaria sea rápido, estando básicamente condicionado por la capacidad de evacuación lateral del agua en los niveles arenosos. Por otra parte, esta filtración en la arena generaría gradientes hidráulicos favorables a la inestabilidad en zona de talud. En consecuencia, el empleo en esta última de un sistema de drenaje que desvíe la dirección de la filtración respecto del talud, y la facilite, contribuirá tanto a la aceleración del proceso de disipación de sobrepresiones intersticiales en la masa del dique como a la mejora en fase constructiva de la estabilidad de los taludes del dique.

- **Ensayo de comportamiento "in situ" de estériles nuevos sobrecargados**

El estudio tensodeformacional realizado se ha complementado, para poder evaluar y encajar los resultados de una prueba de carga "in situ", con el desarrollo numérico (de forma específica para el trabajo realizado) del modelo unidimensional de consolidación de Zeevaert, a partir del cual, mediante el ajuste de la curva teórica obtenida del mismo y la de asientos localmente medidos en la base del terraplén de prueba, se han establecido

Los valores de los parámetros que ajustan el modelo desarrollado con la prueba de carga han sido:

$$C_v = 4 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$C_\alpha = 1.8 \times 10^{-2}$$

$$M_{ep} = 1/E_m = 0.045$$

Aplicando estos resultados al proceso de carga total del dique definitivo, los valores que se obtienen para la consolidación primaria vienen establecidos por un tiempo, referido al inicio de aplicación de las cargas, de 199 días, que conlleva asociado un asiento de 63 cm.

Una vez definido el modelo unidimensional se han obtenido, con la misma metodología utilizada con los ensayos edométricos, los parámetros del modelo hiperbólico de los estériles para consolidación primaria y secundaria.

Los valores del modelo hiperbólico obtenidos han sido:

- Consolidación primaria: $k = 31.49$
 $n = 0.767$
- Consolidación primaria más secundaria: $k = 22.29$
 $n = 1.21$

Con los resultados de los nuevos cálculos llevados a cabo, se ha realizado un estudio pormenorizado de las deformaciones y de la resistencia a tracción de la barrera radiológica del dique, estableciéndose unos valores de las deformaciones de tracción, en la barrera radiológica, en el intervalo entre 0.14% a 0.25%, valores que comparados con los criterios

unos valores de las deformaciones de tracción, en la barrera radiológica, en el intervalo entre 0.14% a 0.25%, valores que comparados con los criterios de rotura establecidos por Leonards y Narain se encuentran en los límites de no fisuración (0.05%) y fisuración casi segura (0.33%).

Se ha efectuado finalmente un estudio dinámico del comportamiento de los materiales de los diques en situación de actuación de un sismo de proyecto. Inicialmente, se han empleado dos acelerogramas para modelizar el sismo próximo y el sismo lejano de proyecto. El primero tiene duración de 6 segundos y aceleración máxima de 0.55 g. El segundo tiene duración de 60 segundos y aceleración máxima de 0.3 g.

El análisis se ha realizado por aplicación del programa de elementos finitos QUAD4. Se ha adoptado como sección de estudio la correspondiente al dique recrecido por la mayor incidencia de materiales arenosos en la misma. Sin embargo, a efectos de que los resultados del análisis sirvieran de comparación del comportamiento global de las secciones de dique que se reperfilan, no se ha tenido en cuenta el proceso de compactación a que se han de someter los estériles de aporte en la sección recrecida. El módulo de rigidez transversal inicial (máximo) se ha tomado igual para todos los materiales que integran la masa de los estériles, y equivalente al mínimo valor obtenido en estudios disponibles de los estériles de los diques de auscultación sísmica por la técnica Down-Hole y de determinación en laboratorio por el método de la Columna Resonante.

Para poder comparar las historias de tensiones tangenciales obtenidas en el análisis de la sección del dique mediante el programa QUAD4 y las resistencias medidas en laboratorio mediante ciclos uniformes se ha seguido el método propuesto por Lee et al. (1972).

De los resultados obtenidos se aprecia, en primer término, la escasa incidencia del sismo próximo respecto de la actuación del sismo lejano, por lo que ha sido éste último el que se ha empleado en el análisis.

En situación de actuación del sismo lejano y, para estado saturado de los materiales, condición ésta última en que se realizan los ensayos triaxiales de referencia, se aprecia una respuesta en general deficiente de los materiales arenosos y limoarenosos, especialmente cuando se encuentran en zona menos confinada correspondiente a la parte superior de la zona del talud. Los materiales arcillosos y limoarcillosos son básicamente de estructura estable al sismo. El bandeo existente en los estériles, así como la reducción progresiva del grado de saturación por desarrollo de succión en el dique, implican que el comportamiento medido en los ensayos es conservador en su aplicación a la previsión del comportamiento real del dique.

De los resultados del análisis se puede concluir que el proceso constructivo de la configuración final del dique debería plantearse, en consecuencia, de modo que en la zona del talud se aporte una estabilización suficiente a los materiales, de modo que las fracciones conflictivas arenosas y limoarenosas que constituyen inicialmente espaldones exteriores de diques puedan conservar estabilidad estructural en actuación del sismo, y que esta zona perimetral pueda actuar a modo de contención del resto de la masa del dique, de modo que las eventuales pérdidas de resistencia de intercalaciones arenosas induzcan solamente deformaciones locales en casos de actuación sísmica extraordinaria.

10.2. Conclusiones

Las propiedades geotécnicas de los estériles de uranio estudiados, depositados por relleno hidráulico, presentan las siguientes características principales:

- Una estructura bandeada, como consecuencia del proceso de tratamiento y deposición al que han estado sometidos los estériles, que presenta como materiales, según la clasificación hecha en el estudio, los siguientes:

Arenas y limos no plásticos: $IP = 0$

Limos: $0 < IP < 10\%$

Limos arcillosos: $10 < IP < 20\%$

Arcillas: $IP > 20\%$

- Valores de resistencia a cortante razonablemente bajos para deformaciones asociadas al quiebro de la curva de rotura (en torno al 10%) con valores de $c' = 0$ y $\phi' = 24 - 28^\circ$. La resistencia crece para grandes deformaciones (20%) con valores de $c' = 0$ y $\phi' = 32 - 36^\circ$.

Este comportamiento se encuentra asociado con el de una estructura abierta metaestable.

- Los valores de resistencia a cortante obtenidos, sensiblemente inferiores a los reflejados en bibliografía, están en concordancia con los resultados obtenidos en los ensayos de penetración "in situ".
- Los valores obtenidos de la prueba de carga "in situ" detectan una aceleración de la consolidación primaria, con relación a las predicciones en laboratorio de los estériles arcillosos, con un valor de

C_v de $4 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$ frente a un valor de C_v de $2.45 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$ medido en laboratorio. Este efecto se considera asociado con la presencia frecuente de capas horizontales de arena dentro del cuerpo de los estériles.

- Una relativa alta compresibilidad de los estériles debida al desarrollo de la succión que provoca una tendencia a la fisuración en las zonas superficiales no protegidas.
- Una resistencia dinámica que sustancialmente depende de la textura de los estériles considerados, siendo los materiales arenosos y limoarenosos los que presentan una respuesta deficiente frente a la actuación del sismo, que podrían originar reducciones o incluso pérdidas completas de resistencia en intercalaciones saturadas no plásticas, confinadas por materiales plásticos resistentes al sismo.

10.3. Líneas futuras de investigación

En el estudio realizado se ha puesto de manifiesto la textura bandeada de los estériles de uranio estudiados (fábrica de uranio de Andújar), generada por su proceso de deposición como rellenos hidráulicos.

Esta textura condiciona el comportamiento de las probetas ensayadas en laboratorio, al generar heterogeneidad y anisotropía dentro del medio cuyo comportamiento tensodeformacional y resistente se estudia. In situ, podría aplicarse una investigación mediante piezocono que permitiera definir el bandeo que presentan estos materiales con una cierta precisión, así como la obtención de perfiles de diagráfia gamma-gamma.

En el estudio realizado se han adoptado, en los distintos procesos analizados (de resistencia y deformabilidad), diferentes criterios de carácter ingenieril que han permitido conseguir una buena concordancia entre los modelos físicos y matemáticos utilizados y el comportamiento de los materiales "in situ" tanto en ensayos puntuales (penetraciones estáticas y dinámicas) como en ensayos distribuidos en áreas de extensión marcada (prueba de carga de los estériles más recientes en área de 40 x 40 m). Con ello se ha puesto de manifiesto la necesidad de introducir modificaciones, sancionadas como válidas por los contrastes con la realidad, en parámetros de resistencia y deformabilidad, que figuraban admitidos en el estado del arte del estudio de estos residuos industriales depositados por relleno hidráulico pero que, trasladados a los modelos de análisis numérico, conducían a discrepancias marcadas entre los comportamientos previstos y los medidos en los almacenamientos.

Aprovechando las posibilidades crecientes, tanto de potencia de cálculo como de realización en laboratorio de ensayos preprogramados, a partir de servomecanismos controlados electrónicamente por ordenador con mediciones puntuales y automáticas de deformación y de presiones intersticiales en las probetas, se estima que en futuros estudios será factible el empleo de modelos de análisis con isotropía transversal, que han de permitir reproducir, con mayor grado de aproximación al fenómeno físico real, el comportamiento generado por el bandeo de los estériles.

Asimismo, la adopción de instrumentación "in situ", con captación automática de datos en tiempo real, permitirá el estudio detallado de la evolución tensodeformacional de los materiales "in situ", adecuando las mediciones a las previsiones del modelo anisotrópico de análisis.

Entre los diferentes dispositivos de medida en laboratorio que se podrían implementar destacan los transductores para medida de

pequeñas deformaciones (L.D.T., Proximity Transducer, L.V.D.T. de alta resolución) en zona localizada, que permitirán complementar las medidas disponibles en extremos de probeta con medidas de deformaciones radiales, cuya determinación ayudará a realizar un análisis retrospectivo del comportamiento de la probeta cilíndrica, a través de métodos numéricos, con el propósito de evaluar los parámetros de deformabilidad de un material anisótropo, aunque transversalmente isótropo (en plano horizontal).

En relación con los dispositivos de medida "in situ" será de especial interés la utilización de extensómetros incrementales y de líneas continuas de asiento que permitirán el seguimiento de deformaciones en la masa de los almacenamientos y de sus asientos en diferentes niveles horizontales. Asimismo, se consideran también de interesante aplicación en futuras investigaciones los dispositivos de medida puntual de succión en el interior de los apilamientos de estériles, que permitirán contrastar las estimaciones, presentadas en el estudio, en relación con los asientos de los apilamientos de estériles generados por la variación, a largo plazo, de su grado de saturación, debida a la adopción de cubiertas impermeables como barreras radiológicas.

BIBLIOGRAFÍA

- Azevedo, R.F., Silva, E.C. & Azevedo, I.D. (1997). "A model for deposition of sediments in reservoirs". In, Pietruszczak Pande (eds), NUMOG VI, Montreal, PQ. Balkema.
- Bates, R. and Wayment, W. (1967). "Laboratory study of factors influencing waterflow in mine backfill". U.S. Bureau of Mines, RI 7034
- Been, K. (1980). "Stress strain behaviour of a cohesive soil deposited under water". Ph. D. Dissertation, University of Oxford, Oxford, United Kingdom.
- Been, K. and Sills, G.C. (1981). "Self-Weight consolidation of soft soils: An experimental and theoretical study", *Geotechnique*, Vol. 31, pp. 519-535.
- Belfiore, F. et al., (1990). "Geotechnical analyses of some industrial sludges". Landva A. and Knowles, D. (ed.): *Geotechnics of Waste Fills-Theory and Practice*, A.S.T.M., Philadelphia, pp. 317-330.
- Bishop, M.A. and Henkel (1962). *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. Second Edition, Edward Arnold, Ltd., London, United Kingdom.
- Blight, G.E. and Steffen, D. (1979). "Geotechnics fo gold mine waste disposal". *Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal*, ASCE, pp. 1-52.
- Bromwell, C. and Roden, D. (1979). "Disposal of phosphate mining wastes". *Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal*, ASCE, pp. 88-112.
- Cancela Rey, M. D. (1987). *Comportamiento geotécnico de presas de residuos bajo acciones estáticas y dinámicas*. Tesis Doctoral. UPM
- Caquot, A. et Kerisel, J. (1966). *Traité de Mécanique des Sols*. (Gauthier-Villars, París).
- Carman, P.C. (1956). *Flow of gases through porous media*. New York: Academic Press Inc.
- Carrier, D. (1983). "Seepage from free water above impermeable tailings". *Discussion, J. Geotech. Eng. ASCE*, Vol. 109, N 1, pp. 125-126.
- Carrier, D. et al. (1983). "Design capacity of slurried mineral waste ponds". *ASCE, G.E.*, Vol. 109, N 5, may, pp. 699-716.

- Castro, G., Enos, J.L., France, J.W., and Poulos, S.J. (1982). 'Liquefaction induced by cyclic loading'. Geotechnical Engineers, Inc. Winchester, Massachusetts. Prepared of the National Science Foundation. Washington, D.C., March 1982.
- Chen, P.K., Keshian, B. Jr., and Guros, F.B. (1988). "Settlement of uranium mill tailing", Hydraulic Fill Structures, ASCE Specialty Conference, Fort Collins (Colorado), August 15-18, pp. 310-329.
- Clough, R.W. and Woodward, R.J. (1967). "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", Journal of the S.M. and Found. Div., ASCE, Vol. 93, No. SM4, July 1967, pp. 529-549.
- Consoli, N.C. (1991). "Numerical modelling of the sedimentation and consolidation of tailings". PhD thesis, Concordia University, Montreal, Quebec.
- Dapena, E. (1987). "Rellenos hidráulicos", Curso sobre obras de materiales sueltos no convencionales, CEDEX. Madrid.
- Dawson, K.J. (1999). "A test fill over a mine water treatment sludge impoundment". In Tailings and Mine Waste '99, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 227-236.
- Dobry, R. and Alvarez, L. (1967). "Seismic failures on chilean tailings dams". Journal Soil Mechanics. ASCE, Vol. 93, SM6, pp. 101-109.
- D.O.E. (1987). Department of Energy. 11 Remedial Action plan for Uranium Tailings.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970). "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils". Journal of the S.M. and Found. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM5, September 1970, pp. 1629-1653.
- Escario, V. (1965). "Measurement of the Swelling Characteristics of a Soil Fed with under Tension", International Cooperative Research on the Prediction of Moisture Content under Road Pavements, Madrid.
- Feldkamp, J.R. (1989). "Numerical analysis of one-dimensional nonlinear large-strain consolidation by the finite element method". Transport in Porous Media 4:239-257.
- Fourie, A.B. et al., (1997). "Predicting the susceptibility of tailings dam slopes to rainfall induced instability". In Tailings and Mine Waste '97, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 147-156.

- Fourie, A. (1988). "Beaching and permeability properties of tailings". DJA van Zyl and SG Vick (eds). *Hidraulic Fill Structures*. Geotechnical Special Publication No 21, pp. 142-154.
- Fourie, A.B. and Blight, G.E. (1999). "Erosion resistant crusting of slopes of fly ash dams". In *Tailings and Mine Waste '99*. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 179-188.
- Guerra, F. (1973). "Characteristics of tailings from a soils engineers viewpoint". *Tailings Disposal Today*, pp. 102-137.
- Holubec, I. (1967). "Geotechnical aspects of coal waste embankments". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 13, N° 1, pp. 27-39.
- Hvorslev, M.V. (1960). "Physical components of the shear strength of saturated clays", *Proc. Research. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils (ASCE)*.
- Idriss, I.M., Lysmer, J., Hwang, R. and Seed, H.B. (1973). "QUAD-4-A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures", Report No. EERC 73-16, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.
- Imai, G. (1980). "Settling behaviour of clay suspension", *Soil and foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 20, No 2, June 1980, pp. 61-77.
- Imai, G. (1981). "Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials", *Soil and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 21, No 1, Mar 1981, pp. 7-20.
- Ivanc, M. and Kaluza, F. (1991). "Experiences with the TKI-Hrastnik phosphogypsum landfill". *Proc., 3rd International Landfill Symposium, Sardinia '91, S. Margherita di Pual, CISA, Cagliari*, pp. 1568-1586.
- Jamielkowski, M. Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellota, R. (1985) "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, vol. 1, pp. 57-153.
- Jessberger, H.L. and Kockel, R. (1993). "Determination and assesment of the mechanical properties of waste materials". *Proc., Int. Symposium Green '93, Bolton U.K.*, A.A. Balkema, Rotterdam.

- Jessberger, H.L. et al. (1993). "Geotechnics of Landfill. Design and Remedial Works Technical Recommendations-GLR", Second Edition, German Geotechnical Society for the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Jiménez Salas, S.A. (1969). Discusión al artículo "Seismic failures of chilean tailings dams" de Dobry y Alvarez. Journal Soil Mechanic, ASCE, pp. 367-371.
- Kealy, C. and Busch, R. (1971). "Determining seepage characteristics of mill-tailings dams by the finite elements method". U.S. Bureau of Mines, RI 7477.
- Kealy, C. et al., (1974). "Seepage-environmental analysis of the slime zone of a tailing pond". U.S. Bureau of Mines, RI 7477.
- Kenneth, L. et al. (1972). "Number of equivalent significant cycles in strong motion earthquakes".
- Kenney, T.C. and Chan, H.T. (1972). "Use of radiographs in a geological and geotechnical investigation of varved soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, pp. 195-205.
- Keshian, B. et al., (1977). "Sedimentation consolidation behaviour of phosphatic clays". Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Material, ASCE, Michigan, pp. 188-209.
- Keshian, B., Jr. and Rager, R.E. (1988). "Geotechnical Properties of Hydraulically Placed Uranium Mill Tailings", Hydraulic Fill Structures, ASCE Specialty Conference Fort Collins (Colorado), August 15-18, pp. 227-254.
- Klohn, E. (1979). "Taconite tailings disposal practices". Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal, ASCE, pp. 202-241.
- König, D. et al., (1997). "Waste mechanics". Report of the ISSMFE Technical Committee TC-5 on Environmental Geotechnics, pp. 35-76.
- Kulhawy, F.H., Duncan, J.M. and Seed, H.B. (1969). "Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Embankments during Construction", Geotechnical Engineering Research Report nº TE-69-4, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, November.
- Kynch, E.J. (1952). "A theory of sedimentation", Transaction of the Faraday Society, 48, pp. 166-176.

- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969). "Soil Mechanics", New York, N.Y. John Wiley and Sons.
- Larson, N. and Mitchell B. (1986). "Cone Penetration Use on Uranium Mill Tailings". Use of in situ Test in Geotechnical Engineering Hydraulically. Placed Tailings, Hidraulic Fill Structures '88, Geotechncial Engineering Div. ASCE, June 1986, Blacksburg VA.
- Lee, K.L. (1972). "Number of equivalent significant cycles in strong motion earthquakes". Proceedings of "The international Conference On Microzonation" for Safer Construction Research and Application", Seattle, Washington, October.
- Lee, K.L. and Shen. (1969). "Horizontal movements related to subsidence", ASCE Journal of Geotech, págs. 139-163.
- Leon, J.L. (1976). "Seismic analysis of a tailing dam". 12º Congreso de Grandes Presas, México, Q44, Vol. I, pp. 211-234.
- Leonards and Narain, (1963). "Flexibility of clay and cracking of earth dams", ASCE Journal of Geotech, Eng., págs. 47.96.
- L'Herminier, R. (1968). "Mecánica de Suelos y Dimensionamiento de Firmes" Editorial Blume.
- Lo Presti, D.C.F. et al. "A computer-controlled triaxial afoparatus: preliminary results". Revista italiana di Geotecnica. 1/94 pag. 43-60.
- Lo Presti, D.C.F. et al. "Monotonic and Cyclic Loading Behaviour of Two Sands at Small Strains". Geotechnical Testing Journal, Vol. 16 nº 4 December 1993. pp. 409-424.
- Mabes et al. (1977). "Physical properties of Pb-2n mine-process wastes". Proc. Conf. on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, ASCE, University of Michigan, pp. 103.117.
- Manassero, M. et al. (1997). "Controlled Landfill Design". Enviromental geotechnics. Report of the ISSMFE Technical Committee TC5 of Enviromental Geotechnics, Sub-Committee SC4.
- Martin, K.E. and Genthe, D.R. (1993). "Horizontal an vertical expansion of an industrial waste Landfill". In Christensen, H.L., Cossu, R., Stegmann, R. (ed.). Proceedings "Sardinia '93", 4th International Landfill Symposium, vol. 2, Cagliari, Italy.

- Martínez, J.M., Santos, A., and Santiago, J.L. (1993) "Dynamic analysis of the behaviour of hydraulically deposited uranium mill tailings under seismic action". Waste Disposal by Landfill - Green'93, Sarsby (ed.) 1995 Balkema, Rotterdam, pp. 335-340.
- Matyias, E. et al. (1984). "Geotechnical parameters and behaviour of uranium tailings". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 21, N° 3, pp. 498-504.
- Mckee et al. (1979). "Upstream design for extension of an abandoned tailing pond". Second International Tailing Symposium, Argall, G. (ed), Miller Freeman, San Francisco, pp. 210-233.
- Mello de, V. (1971). "The Standard Penetration Test. A State-of-the-Art Report", 4th PanAm Conf., Puerto Rico, Vol. 1, pp. 1-86.
- Michaels, A.S. and Bolger, J.C. (1962). "Settling rates and sediments volumes of flocculated kaolin suspensions" Industrial and Engineering Chemistry Fundamentals, 1, No. 1, pp. 24-33.
- Mitchell, K.J. (1956). "The fabric of natural clays and its relation to engineering properties", Proceedings of the highway research board, Volume 35, pp. 693-713.
- Mittal, H.K. and Mongenstern, N.R. (1975). "Parameters for the design of tailings dams". Canadian Geotechnical Journal. Vol. 12, N° 2, pp. 235-261.
- Mittal, H.K. and Morgenstern, N.R. (1976). "Design and performance of tailings dams". Proceeding of the Conference in Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, ASCE, pp. 475-492.
- Miura S. et al. (1984). "Cone Penetration characteristics and its consolidation to static on cyclic deformation-strength behaviors of anisotropic sand". Soils and Foundations. Vol. 24, No. 2, pp. 58-74, June.
- Monte, J.L. and Krizek, P.J. (1976). "One dimensional mathematical model for large-strain consolidation", Geotechnique, Vol. 26, No 3, pp. 495-510.
- Monte, J.L. (1981). Discusión al artículo "Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials" de Goro Imai. Journal Soil Mechanics, ASCE, pp. 99-100.
- Morgenstern, N.R. and Tchalenko, J.S. (1967). "The optical determination of preferred orientation in clays and its application to the study of microstructure in consolidated kaolin". Proceeding of the Royal Society, London, A 300, I, pp. 218-234 and II, pp. 235-250.

- Muhs, H. and Weiss, K. (1971). "Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im Ungleichförmigen nichtbindigen Boden", Degebo Heft 26.
- Murphy, J.D. et al., (1975). "Temporary excavation in varved clay", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT3, pp. 279-295.
- Nelson, J. et al., (1977). "Parameters affecting stability of tailings dams". Proc. Conf. on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, ASCE, University of Michigan, pp. 444-460.
- Oteo, C. y Espinace, R. (1983). "Influencia del grado de compactación de rellenos arcillosos en su deformabilidad bajo acciones estáticas y cíclicas". Cuadernos de investigación. CEDEX. Madrid.
- Oteo, C. (1987). "Rellenos y vertederos de escorias y similares (naturales y artificiales)", Curso sobre obras de materiales no convencionales, CEDEX. Madrid.
- Ozawa, Y. and Duncan, J.M. (1973). "ISBILD: A computer program for Analysis of Static Stresses and Movements in Embankments", College of Engineering, Office of Research Services, University of California, Berkeley (California), Report No. TE-74-4, December.
- Pane, V. (1985). "Sedimentation and consolidation of clays", Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Colorado, Boulder, Colorado.
- Pane, V. and Schiffman, R.L. (1985). "A note on sedimentation and consolidation", Geotechnique, 35, pp. 69-72.
- Patata, et al., (1995). "Industrial waste landfill utilization of two disused mining sites in southwest Sardinia". In Christensen H.L., Cossu, R., Stegmann, R. (ed.). Proc. "Sardinia '95, 5th. International Landfill Symposium, Vol. III, Cagliari, Italy, pp. 265-293.
- Poulos, S.J. (1981). "The Steady State of Deformation". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Proceeding Paper 16241, 107, pp. 553-562.
- Poulos, S.J., Robinsky, E.I., and Kelle, T.O. (1985). "Liquefaction Resistance of Thickened Tailings" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, III, Paper No. 20213, pp. 1380-1394.
- Priscu, C., Mitri, H.S. and Keira, H. (1998). "Behaviour of mine tailings dams under high tailings deposition rates". Proc. of the 5th Int. Conf. on Tailings and Mine Waste '98, Ft. Collins, Co, Jan, pp. 231-240.

- Qiu, Y. and Sego, D.C. (1998). "Engineering properties of mine tailings". Proceedings of the 51th Canadian Geotechnical Conference, Edmonton, Alberta, Canada, October 4-7.
- Richardson, J.F., and Zaki, W.N. (1954). "Sedimentation and fluidisation: Part I, "Transactions, Institution of Chemical Engineers, 32, pp. 35-53.
- Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1984). "Guidelines for Use and Interpretation of the Electric Cone Penetration Test", Proceeding of the Royal Society, London, Series A, Mathematical and Physical Science, Vol. 269, No 1339, pp. 500-527.
- Robinson, K.E. (1977). "Tailings dams constructed on very loose saturated sandy silt". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, N° 3, pp. 399-407.
- Rodríguez Ortiz, J.M. (1980). "Presas mineras", Geotecnia y Cimientos III, 3ª Parte, Jiménez Salas et al., Ed. Rueda, Madrid, pp. 1699-1723.
- Rodríguez Ortiz, J.M. (1987). "Presas de almacenamiento de residuos. Tipología y problemas generales", Curso sobre obras de materiales sueltos no convencionales, CEDEX. Madrid.
- Rohlf, R.A. et al., (1999). "Laboratory simulation of consolidation in coal waste impoundments". In Tailings and Mine Waste '99, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 267-275.
- Santos, A. and Martínez, J.M. and Santiago, J.L. (1992). "Determination of Geotechnical Properties of Uranium Tailings", Geotechnical Special Publication n° 31. ASCE, pp. 175-191, edited, by Seed, R.B. and Boulanger, R.W., Berkeley (California).
- Santos, A. and Martínez, J.M. (1998). "Suction induced settlements in an uranium mill pile", Third international congress on environmental geotechnics, Lisboa (Portugal), September 7-11.
- Sato, T. "A guide to make Local Deformation Transducers". Tatsuoka laboratory. Institute of Industrial Science. University of Tokyo.
- Schiffman, R.L. et al. (1984). "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, IV. An overview of non linear finite strain sedimentation and consolidation". Sedimentation/Consolidations Models, (Edited by R.N. Yong and F.C. Townsend), ASCE, pp. 1-29.
- Schiffman, R.L., Vick, S.G. & Gibson, R.E. (1988). "Behaviour and properties of hydraulic fills". In VanZyl and Vick (eds) Hydraulic Fill Structures, A.S.C.E. Geotechnical Special Publication No. 21, Ft. Collins, CO.

- Scott, J.D. and Cymerman, G.J. (1984). "Prediction of Viable Tailings Disposed Methods". Sedimentation Consolidation Models, Predictions and Validation, Proceedings of a Symposium sponsored by ASCE, San Francisco, pp. 522-544.
- Seed, B. et al. (1975). "Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses". Earthquake Engineering Research Center.
- Serrano, A. y Olalla, C. (1983). "Valoración por el método de los elementos finitos de las deformaciones permanentes que se producen en la presa "El Limonero" bajo el efecto de los terremotos de diseño". Boletín de Información del Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, nº 158, pp. 3-16.
- Shodja, H.M. & Feldkamp, J.R. (1993). "Numerical analysis of sedimentation and consolidation by the moving finite element method". Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., 17, pp. 753-769.
- Siegel, R.A. (1975). "Computer Analysis of General Slope Stability Problems", School of Civil Engineering, Purdue University, June.
- Sladen, J.A. et al., (1985). "The liquefaction of sands, a collapse surface approach", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, pp. 564-578.
- Sladen, J.A. et al., (1985). "Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, pp. 579-588.
- Soderberg, R. and Busch, R. (1977). "Design guide for metal and nonmetal tailings disposal". U.S. Bureau of Mines, IC8755.
- Soil Mechanics, Design Manual 7.1 (1982), NAVFAC, DM-7.1, United States Department of the Navy, Alexandria, Virginia.
- Somogyi, F. and Gray, D. (1977). "Engineerings properties affecting disposal of red muds". Proc. Conf. on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, ASCE, University of Michigan, pp. 1-22.
- Tanimoto, K. (1969). "Sand Compaction Piles Method and Vibratory Pile Driving Method, New Methods for Soil Foundation Works (in Japanese)". Japanese Society of SNFE Journal, pp. 133-149.
- Toorman, E.A. (1996). "Sedimentation and self-weight consolidation: general unifying theory. Géotechnique 46, No. 1, pp. 103-113.
- Umtra (Public Law 95-604). (1978). "Uranium Mill Tailings Radiation Control" Act of 1978 '42. USC 7901, November 8, 1978, 95th Congress of the United States of America, Washington, D.C.

- United States Department of Energy (1986). "Uranium Mill Tailings Remedial Action Project-Technical Approach Document".
- Uriel, S. (1980). "Presas de materiales sueltos", Geotecnia y Cimientos III, 2ª Parte, Jiménez Salas et al., Ed. Rueda, Madrid.
- Vick, S. (1977). "Rehabilitation of a gypsum tailings embankment". Proc. Conf. on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, ASCE, University of Michigan, pp. 697-714.
- Vick, S.G. (1983). "Planning, Design and Analysis of Tailings Dams", Wiley-Interscience, New York.
- Vick, S.G. (1990). "Planning, Design and Analysis of Tailings Dams", Bitech Publishers, ISBN 0-921095-12-0.
- Volpe, R. (1979). "Physical and engineering properties of copper tailings". Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal, ASCE, PP. 242-260.
- Wahler, W.A., and Assoc. (1973). "Analysis of coal refuse dam failure, Middle Fork Buffalo Creek, Saunders, West Virginia". U.S. Bureau of Mines OFR10(1)-73.
- Wahler, W.A. and Assoc. (1974). "Evaluation of mill tailings disposal practices and potential dam stability problems in Southwestern United States". U.S. Bureau of Mines, OFR 50(1)-75-OFR 50(5)-75.
- Wilson, E.L.; Taylor, R.L.; Doherty, W.P. and Chaboussai, J. (1971). "Incompatible Displacement Modes", Proceedings of Office of Naval Research Symposium, University of Illinois, Urbana, Illinois.
- Wimpey Laboratories LTD. (1972). "Review of research on properties of soil tip materials". National Coal Board, Hayes, Middlesex.
- Wong, K.S. and Duncan, J.M. (1974). "Hyperbolic stress-strain parameters for nonlinear finite element analyses of stresses and movements in soil masses", Report nº TE-74-3, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Zeevaert, L. (1972). "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold Company, New York.

APÉNDICES

APÉNDICE I

Ensayos de laboratorio

APÉNDICE

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

IDENTIFICACIÓN DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS

A efectos de poder identificar el material analizado se recogen a continuación las referencias del conjunto de muestras ensayadas junto al número del sondeo, la profundidad y el tipo de muestra.

MUESTRA N°	SONDEO	PROFUNDIDAD en m
4370	SC-1	2,30 - 2,95 T.sh.
4373	SC-1	4,25 - 4,90 T.sh.
4376	SC-1	6,20 - 6,85 T.sh.
4379	SC-1	8,15 - 8,80 T.sh.
4382	SC-1	10,10 - 10,75 T.sh.
4384	SC-1	12,05 - 12,65 T.sh.
4385	SC-1	12,65 - 13,25 T.sh.
4386	SC-1	13,25 - 13,85 T.sh.
4387	SC-1	13,85 - 14,55 T.sh.
4388	SC-1	14,75 - 15,35 T.sh.
4393	SC-1	17,45 - 17,85 T.sh.
4924	SC-1 Bis	1,00 - 1,32 T.sh.
4925	SC-1 Bis	1,52 - 1,77 T.sh.
4926	SC-1 Bis	2,10 - 2,34 T.sh.
4927	SC-1 Bis	2,54 - 2,79 T.sh.
4928	SC-1 Bis	2,89 - 3,09 T.sh.
4929	SC-1 Bis	3,40 - 3,73 T.sh.
4930	SC-1 Bis	3,73 - 4,03 T.sh.
4931	SC-1 Bis	4,03 - 4,34 T.sh.

MUESTRA	SONDEO	PROFUNDIDAD
N°		en m
4932	SC-1 Bis	4,34 - 4,64 T.sh.
4933	SC-1 Bis	4,64 - 4,86 T.sh.
4934	SC-1 Bis	4,86 - 5,16 T.sh.
4935	SC-1 Bis	5,16 - 5,46 T.sh.
4936	SC-1 Bis	5,46 - 5,69 T.sh.
4937	SC-1 Bis	5,69 - 5,99 T.sh.
4938	SC-1 Bis	5,99 - 6,30 T.sh.
4939	SC-1 Bis	6,30 - 6,63 T.sh.
4940	SC-1 Bis	6,63 - 6,95 T.sh.
4941	SC-1 Bis	6,95 - 7,27 T.sh.
4942	SC-1 Bis	7,27 - 7,60 T.sh.
4943	SC-1 Bis	7,60 - 7,93 T.sh.
4944	SC-1 Bis	7,93 - 8,25 T.sh.
4945	SC-1 Bis	8,25 - 8,59 T.sh.
4946	SC-1 Bis	8,59 - 8,92 T.sh.
4947	SC-1 Bis	9,00 - 9,32 T.sh.
4948	SC-1 Bis	9,32 - 9,62 T.sh.
4949	SC-1 Bis	9,70 - 10,00 T.sh.
4665	SC-2	15,80 - 16,30 T.Z.
4666	SC-2	16,30 - 16,80 T.Z
4667	SC-2	17,50 - 17,80 T.Z
4742	SC-2	18,40 - 18,90 T.sh.
4640	SC-3	5,30 - 5,90 F.P.
4647	SC-3	9,50 - 10,10 T.sh.
4648	SC-3	10,10 - 10,70 T.sh.
4649	SC-3	11,00 - 11,60 T.sh.
4650	SC-3	11,60 - 12,20 T.sh.
4651	SC-3	12,20 - 12,80 F.P.
4652	SC-3	12,80 - 13,40 T.sh.
4538	SC-4	6,80 - 7,20 T.sh.
4787	SD-1	2,10 F.P.
4788	SD-1	3,00 F.P.
4697	SD-1	3,00 - 3,40 T.sh.
4789	SD-1	4,00 F.P.

MUESTRA N°	SONDEO	PROFUNDIDAD en m	
4790	SD-1	5,00	F.P.
4699	SD-1	5,00 - 5,40	T.sh.
4784	SD-1	5,50	F.P.
4791	SD-1	6,00	F.P.
4792	SD-1	7,00	F.P.
4793	SD-1	8,70	F.P.
4786	SD-1	9,20	F.P.
4794	SD-1	9,30	F.P.
4795	SD-1	10,70	F.P.
4796	SD-1	12,70	F.P.
4797	SD-1	13,60	F.P.
4905	SD-2	3,00	F.P.
4860	SD-2	5,50 - 5,59	T.sh.
4906	SD-2	9,00	F.P.
4798	SD-3	0,70	F.P.
4799	SD-3	2,60	F.P.
4706	SD-3	2,60 - 3,10	T.sh.
4800	SD-3	3,20	F.P.
4801	SD-3	4,60	F.P.
4707	SD-3	4,60 - 5,10	T.sh.
4802	SD-3	5,20	F.P.
4803	SD-3	6,60	F.P.
4708	SD-3	6,60 - 7,10	T.sh.
4804	SD-3	7,20	F.P.
4805	SD-3	8,60	F.P.
4709	SD-3	8,60 - 9,10	T.sh.
4806	SD-3	9,20	F.P.
4807	SD-3	10,60	F.P.
4710	SD-3	10,60 - 11,10	T.sh.
4808	SD-3	11,20	F.P.
4809	SD-3	12,60	F.P.
4711	SD-3	12,60 - 13,10	T.sh.
4810	SD-3	13,20	F.P.
4811	SD-3	14,80	F.P.

MUESTRA	SONDEO	PROFUNDIDAD	
N°		en m	
<hr/>			
4812	SD-3	15,00	F.P.
4813	SD-3	15,60	F.P.
4814	SD-3	17,00	F.P.
4713	SD-3	17,00 - 17,50	T.sh.
4815	SD-3	17,60	F.P.
4816	SD-3	19,00	F.P.
4714	SD-3	19,00 - 19,50	T.sh.
4817	SD-3	19,60	F.P.
4818	SD-3	21,00	F.P.
4819	SD-3	21,70	F.P.
4820	SD-3	23,00	F.P.
4821	SD-3	23,90	F.P.
4822	SD-3	24,10	F.P.
4448	SD-4	1,00	F.P.
4436	SD-4	1,00 - 1,40	T.sh.
4449	SD-4	1,50	F.P.
4450	SD-4	3,00	F.P.
4437	SD-4	3,00 - 3,40	T.sh.
4451	SD-4	3,50	F.P.
4452	SD-4	5,00	F.P.
4438	SD-4	5,00 - 5,40	T.sh.
4453	SD-4	5,80	F.P.
4454	SD-4	7,00	F.P.
4439	SD-4	7,00 - 7,40	T.sh.
4455	SD-4	7,50	F.P.
4456	SD-4	9,00	F.P.
4440	SD-4	9,00 - 9,40	T.sh.
4457	SD-4	9,50	F.P.
4458	SD-4	11,00	F.P.
4459	SD-4	11,50	F.P.
4460	SD-4	13,00	F.P.
4461	SD-4	13,50	F.P.
4462	SD-4	15,00	F.P.
4463	SD-4	15,50	F.P.

MUESTRA N°	SONDEO	PROFUNDIDAD en m	
4465	SD-4	17,50	F.P.
4467	SD-4	19,50	F.P.
4469	SD-4	21,50	F.P.
4470	SD-4	21,60	F.P.
4471	SD-4	22,30	F.P.
4481	SD-5	1,00	F.P.
4472	SD-5	1,00 - 1,40	T.sh.
4482	SD-5	1,50	F.P.
4483	SD-5	3,00	F.P.
4473	SD-5	3,00 - 3,40	T.sh.
4484	SD-5	3,50	F.P.
4485	SD-5	5,00	F.P.
4474	SD-5	5,00 - 5,40	T.sh.
4486	SD-5	5,50	F.P.
4487	SD-5	7,00	F.P.
4475	SD-5	7,00 - 7,40	T.sh.
4488	SD-5	7,50	F.P.
4489	SD-5	9,00	F.P.
4476	SD-5	9,00 - 9,40	T.sh.
4490	SD-5	9,50	F.P.
4491	SD-5	11,00	F.P.
4492	SD-5	11,50	F.P.
4493	SD-5	13,00	F.P.
4494	SD-5	13,50	F.P.
4495	SD-5	15,00	F.P.
4496	SD-5	15,50	F.P.
4497	SD-5	17,00	F.P.
4498	SD-5	17,50	F.P.
4499	SD-5	19,00	F.P.
4500	SD-5	19,50	F.P.
4501	SD-5	20,90	F.P.
4513	SD-6	1,00	F.P.
4514	SD-6	1,50	F.P.
4515	SD-6	3,00	F.P.

MUESTRA	SONDEO	PROFUNDIDAD	
N°		en m	
4516	SD-6	3,50	F.P.
4517	SD-6	5,00	F.P.
4518	SD-6	5,50	F.P.
4519	SD-6	7,00	F.P.
4520	SD-6	7,50	F.P.
4521	SD-6	9,00	F.P.
4522	SD-6	9,50	F.P.
4523	SD-6	11,00	F.P.
4507	SD-6	11,00 - 11,40	T.sh.
4524	SD-6	11,50	F.P.
4525	SD-6	13,00	F.P.
4508	SD-6	13,00 - 13,40	T.sh.
4526	SD-6	13,50	F.P.
4527	SD-6	15,00	F.P.
4509	SD-6	15,00 - 15,40	T.sh.
4528	SD-6	15,50	F.P.
4510	SD-6	17,00 - 17,40	T.sh.
4529	SD-6	17,00	F.P.
4530	SD-6	17,50	F.P.
4531	SD-6	19,00	F.P.
4532	SD-6	19,60	F.P.
4533	SD-6	21,00	F.P.
4534	SD-6	21,60	F.P.
4535	SD-6	22,90	F.P.
4262	SP-1	2,00	F.P.
4265	SP-1	6,00	F.P.
4266	SP-1	6,80	F.P.
4269	SP-1	11,10	F.P.
4270	SP-1	12,00	F.P.
4274	SP-1	17,10	F.P.
4275	SP-1	18,00	F.P.
4298	SP-2	5,10	F.P.
4299	SP-2	6,00	F.P.
4303	SP-2	12,00	F.P.

MUESTRA N°	SONDEO	PROFUNDIDAD en m
4309	SP-2	18,00 F.P.
4959	SP-3	5,70 F.P.
4960	SP-3	6,00 F.P.
4964	SP-3	12,00 F.P.
4965	SP-3	12,40 F.P.
4969	SP-3	18,00 F.P.
4970	SP-3	20,00 F.P.
4197	SP-4	1,30 F.P.
4198	SP-4	2,00 F.P.
4200	SP-4	6,00 F.P.
4201	SP-4	6,75 F.P.
4204	SP-4	12,00 F.P.
4207	SP-4	18,00 F.P.
4214	SP-5	2,00 F.P.
4215	SP-5	4,00 F.P.
4216	SP-5	5,00 F.P.
4217	SP-5	6,00 F.P.
4218	SP-5	8,00 F.P.
4219	SP-5	10,00 F.P.
4220	SP-5	11,60 F.P.
4221	SP-5	12,00 F.P.
4222	SP-5	13,70 F.P.
4223	SP-5	14,00 F.P.
4224	SP-5	14,90 F.P.
4225	SP-5	16,00 F.P.
4226	SP-5	18,00 F.P.
4227	SP-5	18,80 F.P.
4280	SP-6	2,00 F.P.
4282	SP-6	6,00 F.P.
4286	SP-6	12,00 F.P.
4291	SP-6	18,00 F.P.
4230	SP-7	1,10 F.P.
4231	SP-7	2,00 F.P.
4232	SP-7	4,00 F.P.

MUESTRA N°	SONDEO	PROFUNDIDAD en m
4233	SP-7	6,00 F.P.
4234	SP-7	6,80 F.P.
4235	SP-7	8,00 F.P.
4236	SP-7	10,00 F.P.
4237	SP-7	11,40 F.P.
4238	SP-7	12,00 F.P.
4239	SP-7	14,00 F.P.
4240	SP-7	15,00 F.P.
4241	SP-7	16,00 F.P.
4242	SP-7	17,40 F.P.
4243	SP-7	18,00 F.P.
5549	Mezcla de muestras N° (4436-40; 4472-76; 4502-06)	
5550	Mezcla de muestras de los sondeos SC-2 y SC-3 prof. hasta 9,00 m.	
5551	Mezcla de muestras de los sondeos SC-2 y SC-3 prof. desde 9,00 m hasta final del sondeo	

NOTA: T.sh. = Tubo Shelby F.P.= Frasco precintado
T.z. = Tubo zinc

**DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL
Y DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG**

MUESTRA N°	% HUMEDAD NATURAL		LIMITES DE ATTERBERG		
	1	2	L.L.	L.P.	I.P.
4370	-	-	66,8	34,6	32,2
4373	-	-	59,0	33,7	25,3
4376	-	-	51,1	31,3	19,8
4379	-	-	59,1	32,6	26,5
4382	-	-	58,7	33,9	24,8
4384	73,3	76,8	74,8	41,5	33,3
4385	-	-	68,9	37,6	31,3
4386	-	-	65,4	35,6	29,8
4387	-	-	65,5	38,6	26,9
4388	-	-	64,7	32,9	31,8
4393	-	-	73,4	37,6	35,8
4924-25	59,2	57,8	61,1	40,2	20,9
4926-27	36,0	32,3	54,1	30,6	23,5
4928-29	51,5	57,1	57,2	37,0	20,2
4930-31	60,8	57,1	56,5	32,1	24,4
4932-33	55,5	56,4	54,1	30,4	20,7
4934-35	62,0	50,1	56,3	32,0	24,3
4936-37	61,9	58,3	49,3	33,4	15,9
4938-39	74,0	68,8	57,3	37,8	19,5
4940-41	50,1	53,1	46,5	30,3	16,2
4942-43	57,1	45,8	46,6	30,4	16,2
4944-45	49,4	52,0	57,5	32,5	25,0
4946-47	62,9	62,2	59,2	34,0	25,2
4948-49	67,5	60,3	63,0	34,9	28,1
4665	59,0	61,7	-	-	-
4666	57,7	64,8	44,1	26,6	17,5
4667	49,7	49,0	51,9	42,3	9,6
4640	58,9	-	58,3	34,4	23,9
4647	58,5	57,1	61,1	34,1	27,0

MUESTRA N°	% HUMEDAD NATURAL		LIMITES DE ATTERBERG		
	1	2	L.L.	L.P.	I.P.
4649	62,4	62,5	67,8	38,8	29,0
4651	53,5	-	50,6	32,4	18,2
4652	63,5	70,0	44,2	32,4	11,8
4787	31,8	-	75,7	42,3	33,4
4788	29,6	-	62,7	37,6	25,1
4697	36,7	37,5	79,3	30,3	49,0
4789	62,2	-	70,7	49,8	20,9
4790	90,8	-	77,7	53,9	23,8
4699	83,3	66,1	-	-	-
4791	52,3	-	56,2	28,4	27,8
4792	29,9	-	59,8	28,1	31,7
4793	24,5	-	68,0	26,2	41,8
4794	15,6	-	30,0	17,5	12,5
4795	16,5	-	-	24,6	-
4796	18,5	-	No Plástico		
4797	-	-	No Plástico		
4860	109,2	107,1	75,5	49,2	26,3
4798	13,9	-	31,6	30,5	1,1
4799	17,8	-	26,7	25,3	1,4
4800	14,1	-	-	26,6	-
4801	9,6	-	No Plástico		
4802	4,3	-	No Plástico		
4803	16,6	-	No Plástico		
4804	16,4	-	-	23,6	-
4805	24,2	-	No Plástico		
4806	37,8	-	42,5	27,6	14,9
4807	57,6	-	48,8	31,9	16,9
4808	21,6	-	No Plástico		
4809	31,0	-	29,0	27,0	2,0
4810	38,0	-	33,7	28,9	4,8
4811	42,7	-	-	28,4	-
4812	27,8	-	No Plástico		
4813	31,6	-	-	28,7	-
4814	54,9	-	-	23,9	-

MUESTRA N°	% HUMEDAD NATURAL		LIMITES DE ATTERBERG		
	1	2	L.L.	L.P.	I.P.
4815	42,7	-	51,8	26,2	25,6
4816	34,0	-	-	30,7	-
4817	29,3	-	53,8	20,5	33,3
4818	29,2	-	52,2	22,2	30,0
4819	14,4	-	24,1	18,9	5,2
4820	14,1	-	-	21,9	-
4821	18,4	-	-	-	-
4822	-	-	No Plástico		
4448	53,2	-	58,2	37,3	20,9
4449	37,2	-	53,6	30,3	23,3
4450	54,8	-	64,2	34,3	29,9
4451	11,1	-	No Plástico		
4452	54,8	-	45,1	29,9	15,2
4453	18,1	-	No Plástico		
4454	50,5	-	55,8	34,7	21,1
4455	44,3	-	41,8	29,1	12,7
4456	31,0	-	No Plástico		
4457	56,2	-	55,8	35,0	20,8
4458	63,4	-	58,8	36,9	21,9
4459	57,6	-	70,1	40,6	29,5
4460	37,8	-	33,9	-	-
4461	53,4	-	58,6	36,4	22,2
4462	27,3	-	No Plástico		
4463	27,1	-	27,6	21,4	6,2
4465	-	-	70,5	34,5	36,0
4469	9,8	-	No Plástico		
4470	14,4	-	No Plástico		
4471	16,7	-	No Plástico		
4481	46,3	-	62,2	37,7	24,5
4482	45,7	-	62,0	33,9	28,1
4483	57,4	-	69,2	35,4	33,8
4484	35,8	-	38,8	25,3	13,5
4485	26,9	-	No Plástico		
4486	24,4	-	No Plástico		

MUESTRA N°	% HUMEDAD NATURAL		LIMITES DE ATTERBERG		
	1	2	L.L.	L.P.	I.P.
4487	74,9	-	61,4	36,6	24,8
4488	47,1	-	41,3	25,7	15,6
4489	47,1	-	34,1	23,6	10,5
4490	51,9	-	54,1	33,4	20,7
4491	49,0	-	35,9	26,3	9,6
4492	45,6	-	34,9	24,4	10,5
4493	73,1	-	59,1	36,9	22,2
4494	67,9	-	56,0	37,3	18,7
4495	46,0	-	36,7	27,5	9,2
4496	53,0	-	36,6	25,7	10,9
4497	61,1	-	54,0	30,3	23,7
4498	31,4	-	66,4	25,9	40,5
4499	28,4	-	53,5	23,7	29,8
4500	20,0	-	26,5	16,6	9,9
4501	8,0	-	-	-	-
4513	8,7	-	No	Plástico	
4514	9,3	-	No	Plástico	
4515	15,5	-	No	Plástico	
4516	12,8	-	No	Plástico	
4517	9,1	-	No	Plástico	
4518	49,3	-	35,7	27,9	7,8
4519	7,9	-	No	Plástico	
4520	12,3	-	No	Plástico	
4521	23,7	-	No	Plástico	
4522	25,4	-	No	Plástico	
4523	20,2	-	No	Plástico	
4524	20,2	-	No	Plástico	
4525	10,5	-	No	Plástico	
4526	18,5	-	No	Plástico	
4527	25,1	-	No	Plástico	
4528	29,3	-	26,6	21,3	5,3
4529	43,4	-	No	Plástico	
4530	33,1	-	30,4	25,2	5,2
4531	52,6	-	38,9	27,8	11,1

MUESTRA N°	% HUMEDAD NATURAL		LIMITES DE ATTERBERG		
	1	2	L.L.	L.P.	I.P.
4532	35,4	-	30,7	20,8	9,9
4533	24,6	-	24,9	21,4	3,5
4534	50,1	-	30,0	24,6	5,4
4535	3,9	-	No Plástico		
4265	14,5	-	-	-	-
4266	37,5	-	-	-	-
4269	52,4	-	-	-	-
4270	60,5	-	-	-	-
4274	53,1	-	-	-	-
4275	45,0	-	-	-	-
4298	6,6	-	-	-	-
4299	52,2	-	-	-	-
4303	10,1	-	-	-	-
4309	59,0	-	-	-	-
4959	45,1	-	-	-	-
4960	58,5	-	-	-	-
4964	54,0	-	-	-	-
4965	57,6	-	-	-	-
4970	26,7	-	-	-	-
4200	18,4	-	-	-	-
4201	20,0	-	-	-	-
4204	53,1	-	-	-	-
4207	51,6	-	-	-	-
4214	-	*I	No Plástico		
		II	62,2	30,5	31,7
4217	16,7	-	-	-	-
4218	-	I	No Plástico		
		II	49,9	30,8	19,1
4219	-	I	44,2	32,4	11,8
		II	66,1	36,8	29,3
4220	-	I	No Plástico		
		II	56,5	34,3	22,2
4221	52,7	-	-	-	-

MUESTRA N°	% HUMEDAD NATURAL		LIMITES DE ATTERBERG		
	1	2	L.L.	L.P.	I.P.
4222	-	I	No Plástico		
		II	43,3	30,2	13,1
4223	-	I	No Plástico		
		II	45,4	34,3	11,1
4224	-	I	50,8	32,7	18,1
		II	58,1	38,3	19,8
4525	-	I	No Plástico		
		II	No Plástico		
4226	33,7	-	-	-	-
4227	30,9	-	-	-	-
4282	52,5	-	-	-	-
4286	37,1	-	-	-	-
4291	46,0	-	-	-	-
4230	-	I	No Plástico		
		II	53,4	34,9	18,5
4232	-	I	No Plástico		
		II	40,4	20,7	19,7
4233	14,9	-	-	-	-
4234	38,6	-	-	-	-
4235	-	I	41,2	25,4	15,8
		II	60,1	30,9	29,2
4236	-	I	40,8	28,6	12,2
		II	59,0	29,4	29,6
4237	-	I	No Plástico		
		II	55,6	34,3	21,3
4238	50,9	-	-	-	-
4239	-	I	No Plástico		
		II	48,5	36,3	12,2
4240	-	I	62,4	41,2	21,2
		II	64,2	43,2	21,0
4241	-	I	72,5	44,9	27,6
		II	72,3	47,2	25,1

MUESTRA N°	% HUMEDAD NATURAL		LIMITES DE ATTERBERG		
	1	2	L.L.	L.P.	I.P.
4242	37,9	-	-	-	-
4243	37,2	-	-	-	-

*NOTA: I Material inferior al tamiz n° 40

II Material inferior al tamiz n° 200

**DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD SECA POR EL MÉTODO
DEL MERCURIO Y DEL LÍMITE DE RETRACCIÓN**

MUESTRA	% HUMEDAD		DENSIDAD SECA g/cm ³		LIMITE DE RETRACCION	
	1	2	1	2	1	2
4384	72,2	77,2	0,93	0,89	48,2	
4924-25	60,0	60,9	1,04	1,02		
4926-27	49,3	50,5	1,16	1,15	24,9	
4928-29	55,7	53,2	1,05	1,08	30,2	
4930-31	56,9	55,7	1,10	1,10		36,4
4932-33	59,9	59,9	1,05	1,05		29,3
4934-35	64,0	63,2	1,01	0,99	26,5	28,9
4936-37	54,8	56,5	1,12	1,11	34,6	
4938-39	69,3	88,8	0,98	0,83	47,5	48,1
4940-41	50,8	50,0	1,15	1,16	38,5	37,2
4942-43	64,7	66,2	0,95	0,97	35,6	32,9
4944-45*	57,6	45,4	1,02	1,23	36,4	34,7
4946-47	69,7	61,5	0,97	1,01		35,7
4948-49	59,7	60,3	1,04	0,99	44,0	38,5
4665	58,8	56,8	1,08	1,09	36,9	34,6
4666	60,4	59,3	1,04	1,05		
	65,6	64,4	0,99	1,02		38,2
4667	50,3	50,7	1,17	1,16		
4647	56,1	59,5	1,09	1,07	36,4	32,9
4649	66,2	65,5	0,96	0,99		41,3
4652*	62,6	77,1	1,00	0,84	38,2	48,9
4697	46,1	48,3	0,97	0,95	25,0	25,5
4699	74,3	83,3	0,90	0,85		52,4
4860	110,2	111,4	0,69	0,68	53,3	49,6

* Muestra heterogénea

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD APARENTE

MUESTRA N°	% HUMEDAD	DENSIDAD APARENTE (g/cm ³)	
		HUMEDA	SECA
4706	8,0	1,59	1,47
4707	9,0	1,65	1,51
4708	13,2	1,62	1,43
4709	27,1	1,64	1,29
4710	32,7	1,94	1,46
4713	25,6	1,87	1,49

DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DE LAS PARTÍCULAS

MUESTRA N°	PESO ESPECIFICO DE LAS PARTICULAS
4384	2,66
4667	2,74
4706	2,83
4707	2,79
4708	2,80
4709	2,75
4713	2,75

ENSAYOS DE PERMEABILIDAD CON MUESTRAS
COMPACTADAS

MUESTRA N°	% HUMEDAD PROBETA	DENSIDAD SECA g/cm ³	PERDIDA DE CARGA EN cm DE AGUA	COEFICIENTE PERMEAB. K cm/seg
---------------	----------------------	------------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------------

5549	A	25,9	1,54	995	$9,8 \times 10^{-8}$
	B	24,6	1,54	998	$8,3 \times 10^{-8}$

NOTA:

El ensayo se ha realizado en célula triaxial para probetas de 1.5" de diámetro saturando la muestra con 6,0 Kp/cm².

ENSAYOS DE APISONADO PROCTOR NORMAL

DENOMINACION: ESTÉRILES DE URANIO

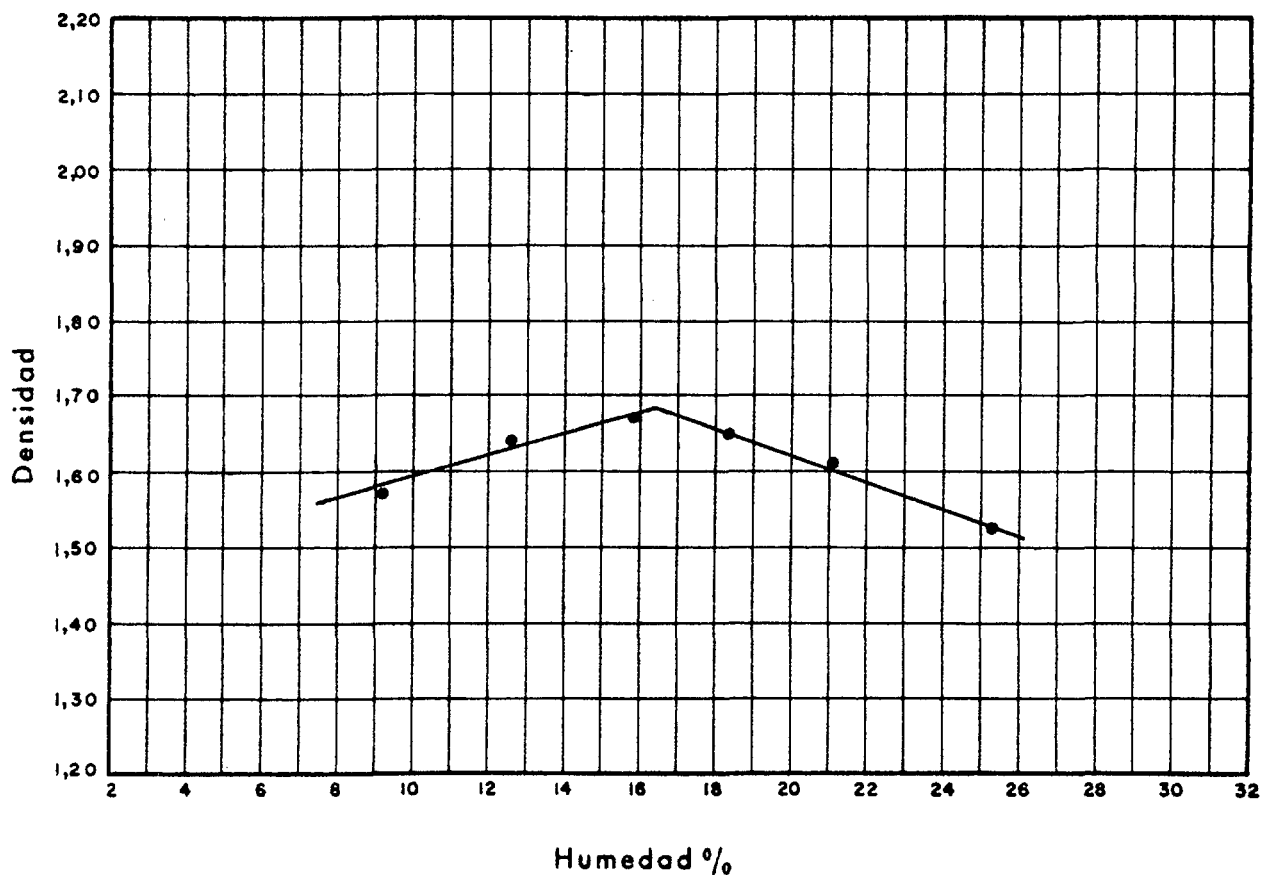
MUESTRA N.º 5549-A

ENSAYO DE APISONADO

Tipo de ensayo: PROCTOR NORMAL

Densidad máxima: (g/cm^3) 1,68

Humedad óptima: (%) 16,5



Molde: 1000 cm^3

Maza: 2500 g

Altura de caída: 30,5 cm -

N.º de capas: 3

N.º de golpes por capa: 26

Material utilizado: $\angle 3/4"$

% de material grueso (1):

Peso específico del material grueso:

(1) Se denomina material grueso al no utilizado.

Descripción del suelo y observaciones:

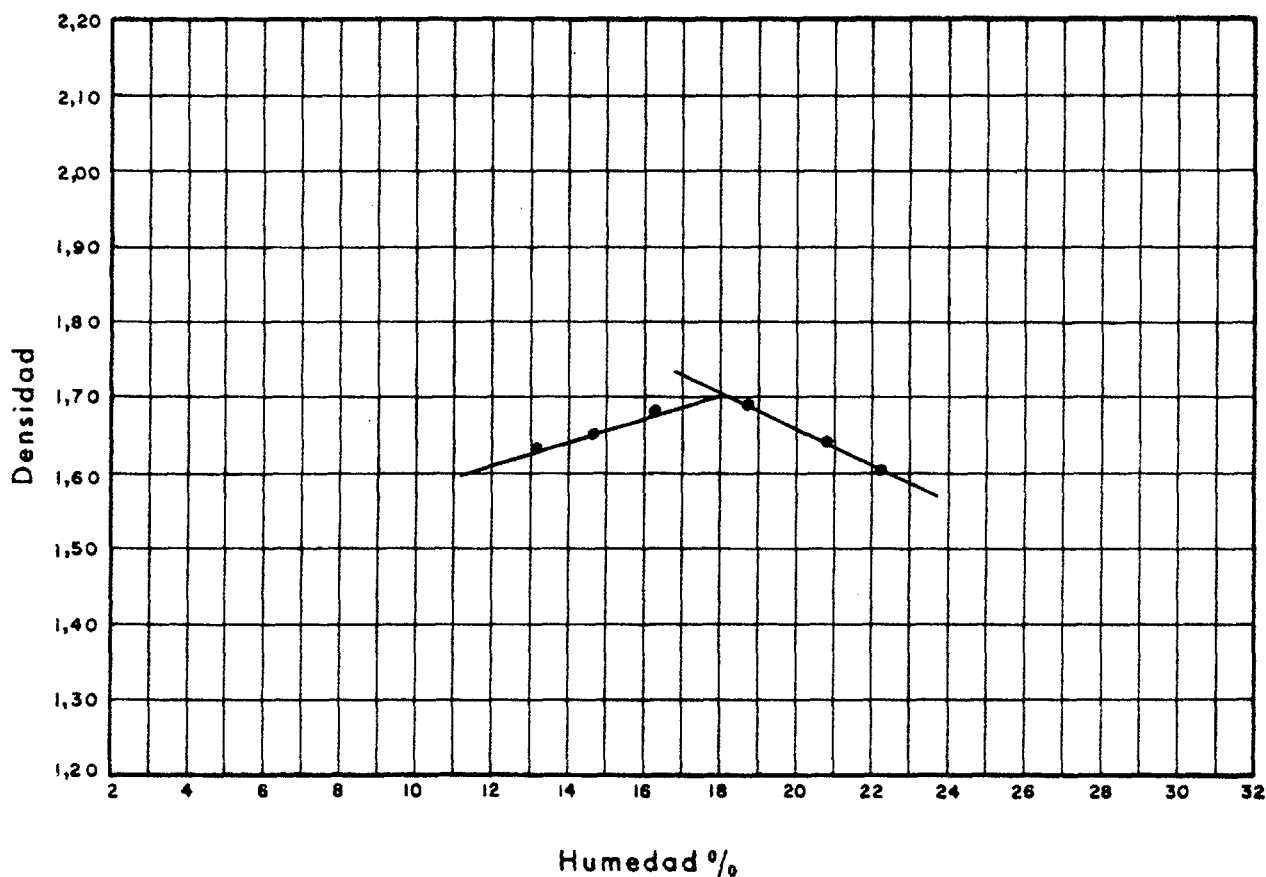


ENSAYO DE APISONADO

Tipo de ensayo: PROCTOR NORMAL

Densidad máxima: (g/cm^3) 1,70

Humedad óptima: (%) 18,1

Molde: 1000 cm^3

Maza: 2500 g

Altura de caída: 30,5 cm

N.º de capas: 3

N.º de golpes por capa: 26

Material utilizado: $\angle 3/4"$

% de material grueso (1):

Peso específico del material grueso:

(1) Se denomina material grueso al no utilizado.

Descripción del suelo y observaciones:



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICOS

Determinación del % de material que pasa por el tamiz 200

MUESTRA N°	% QUE PASA TAMIZ 200
---------------	-------------------------

4384	99,7
4924	95,1
4925	83,6
4928	76,5
4929	92,4
4930	94,0
4932-33	83,1
4934	89,1
4936-37	89,3
4938	100,0
4940	99,5
4942	91,4
4944	96,5
4946	100,0
4948	100,0
4665	99,7
4667	99,1
4538	62,3
4697	98,2
4699	96,8
4860	99,6
4706	7,0
4707	9,8
4708	57,0
4709	22,6
4710	37,6
4713	15,3
4262	18,4
4197	18,2
4198	20,0
4215	20,8
4216	9,0
4280	8,8
4231	31,2

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICOS POR TAMIZADO CON
MATERIAL HASTA TAMIZ-200**

ESTÉRILES DE URANIO

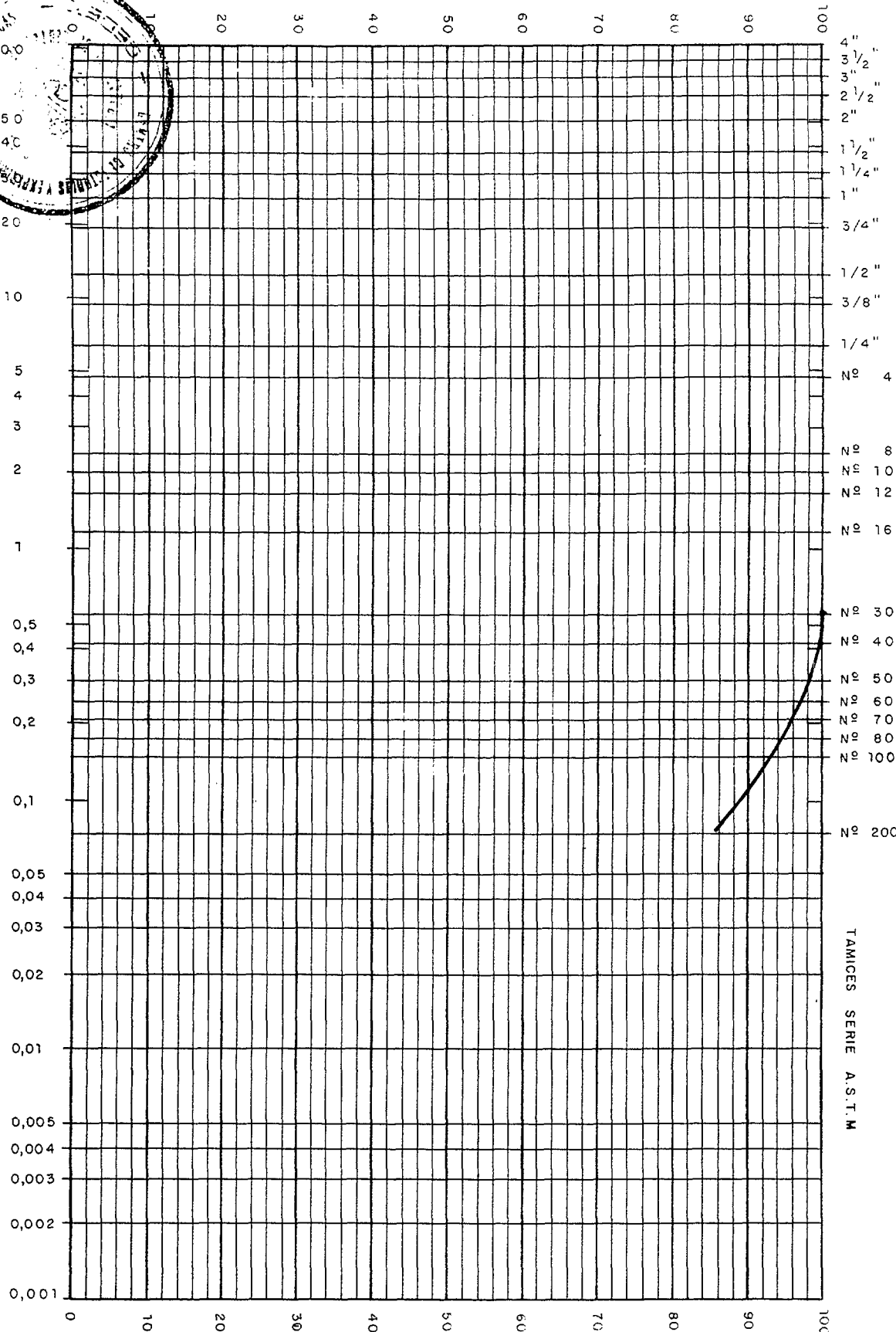
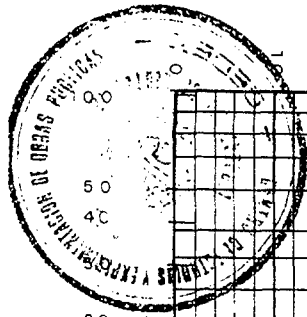
Denominación

Muestra N.º 4927

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Probeta triaxial c.u.

Tamaño de las partículas en mm



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TÁMICES	
No	% PASA
4	
8	
10	
12	
16	
30	100
40	
50	99,5
60	
70	
80	
100	93,1
200	85,4

TÁMICES SERIE A.S.T.M

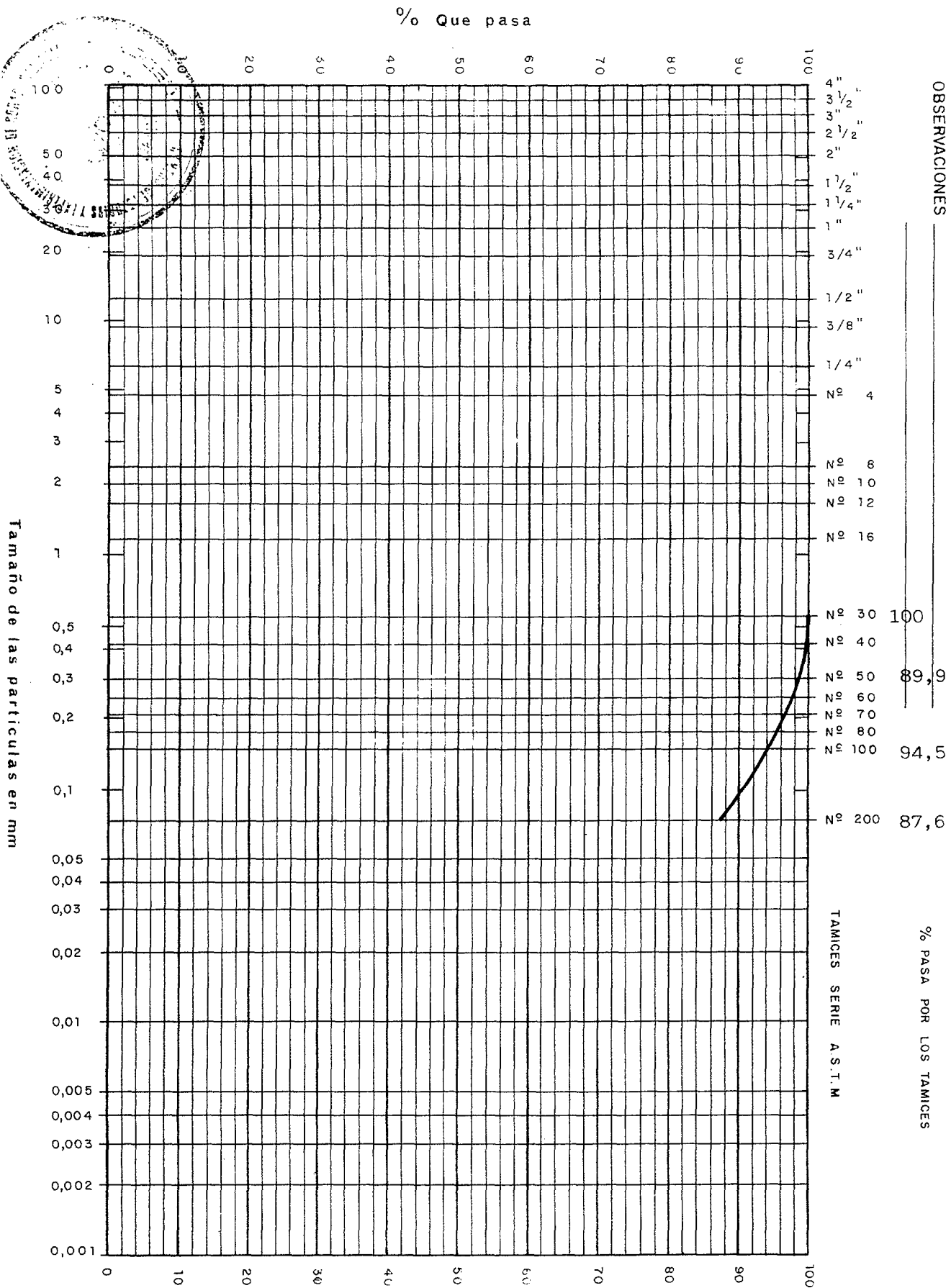
ESTERILES DE URANIO

DENOMINACION

MUESTRA N.º 4927

Probeta triaxial u.u.

ANALISIS GRANULOMETRICO



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

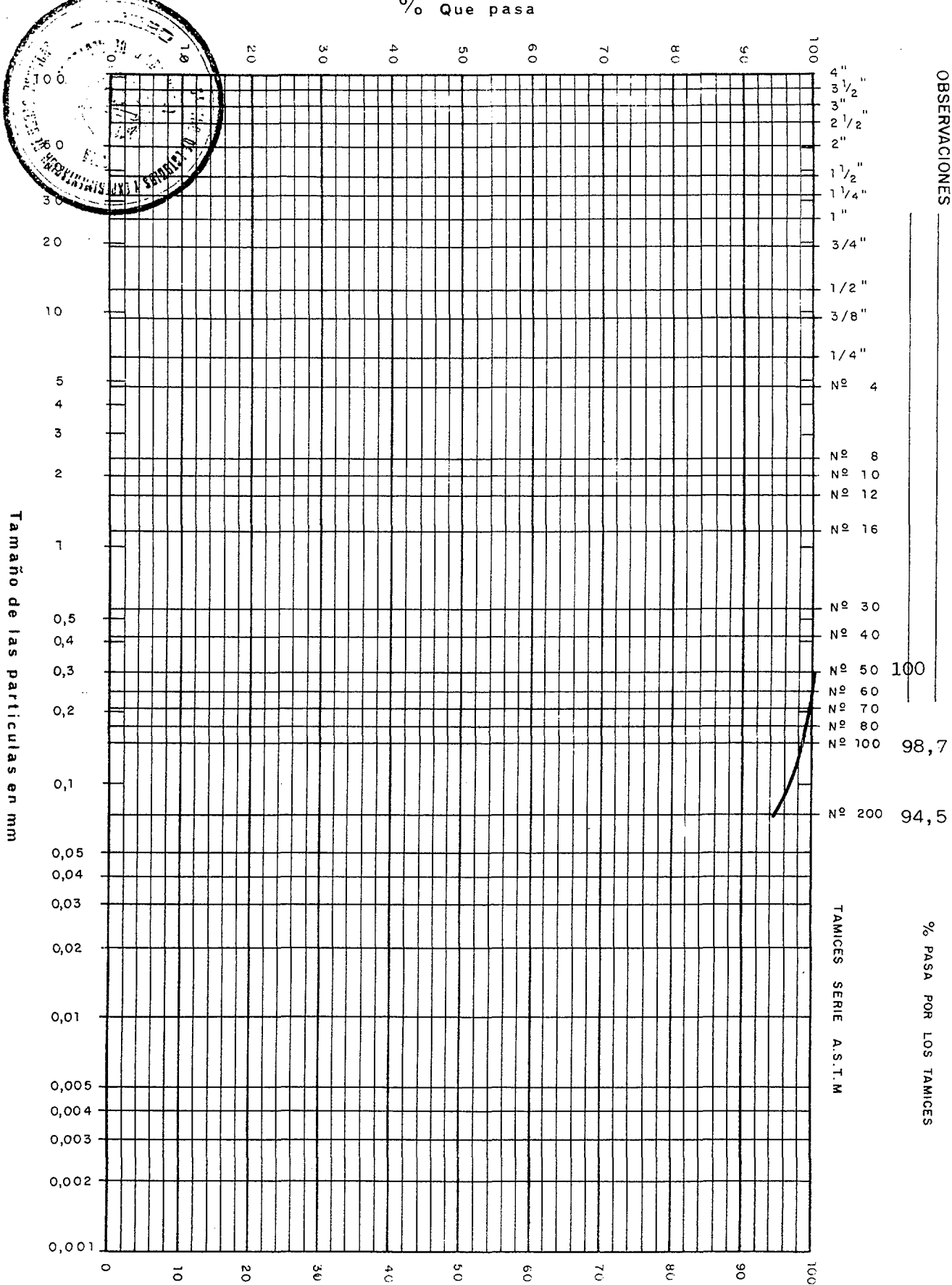
TAMICES SERIE A.S.T.M

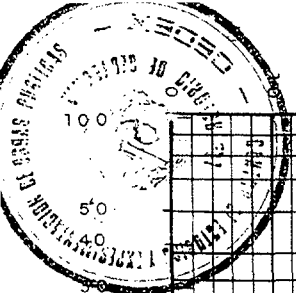
ESTERILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4931

ANALISIS GRANULOMETRICO

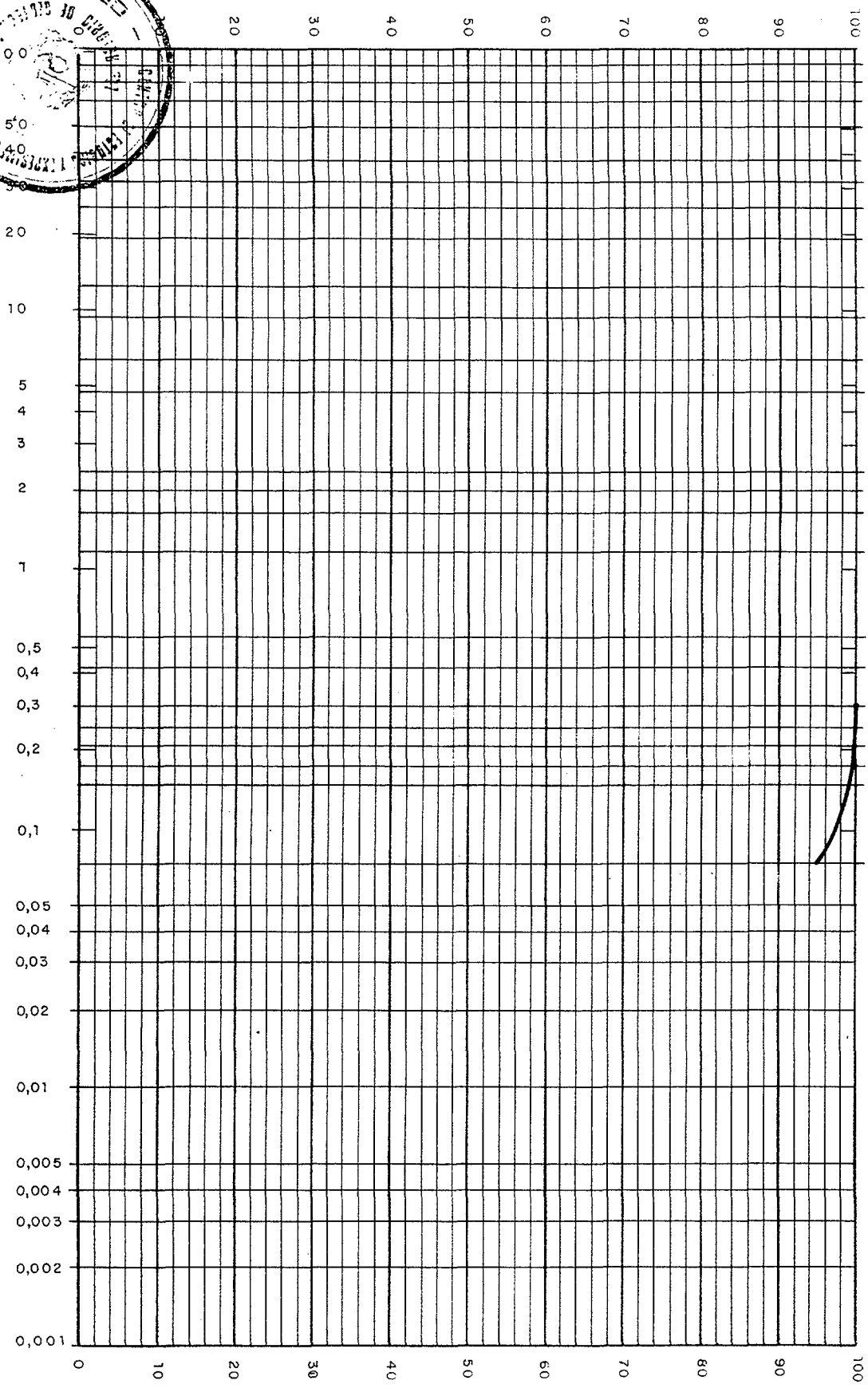
Probeta triaxial c.u.





Tamaño de las partículas en mm

% Que pasa



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M

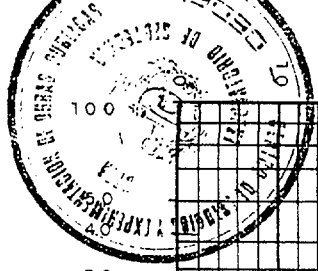
Nº 4	
Nº 8	
Nº 10	
Nº 12	
Nº 16	
Nº 30	
Nº 40	
Nº 50	100
Nº 60	
Nº 70	
Nº 80	99,0
Nº 100	
Nº 200	95,1

ANALISIS GRANULOMETRICO

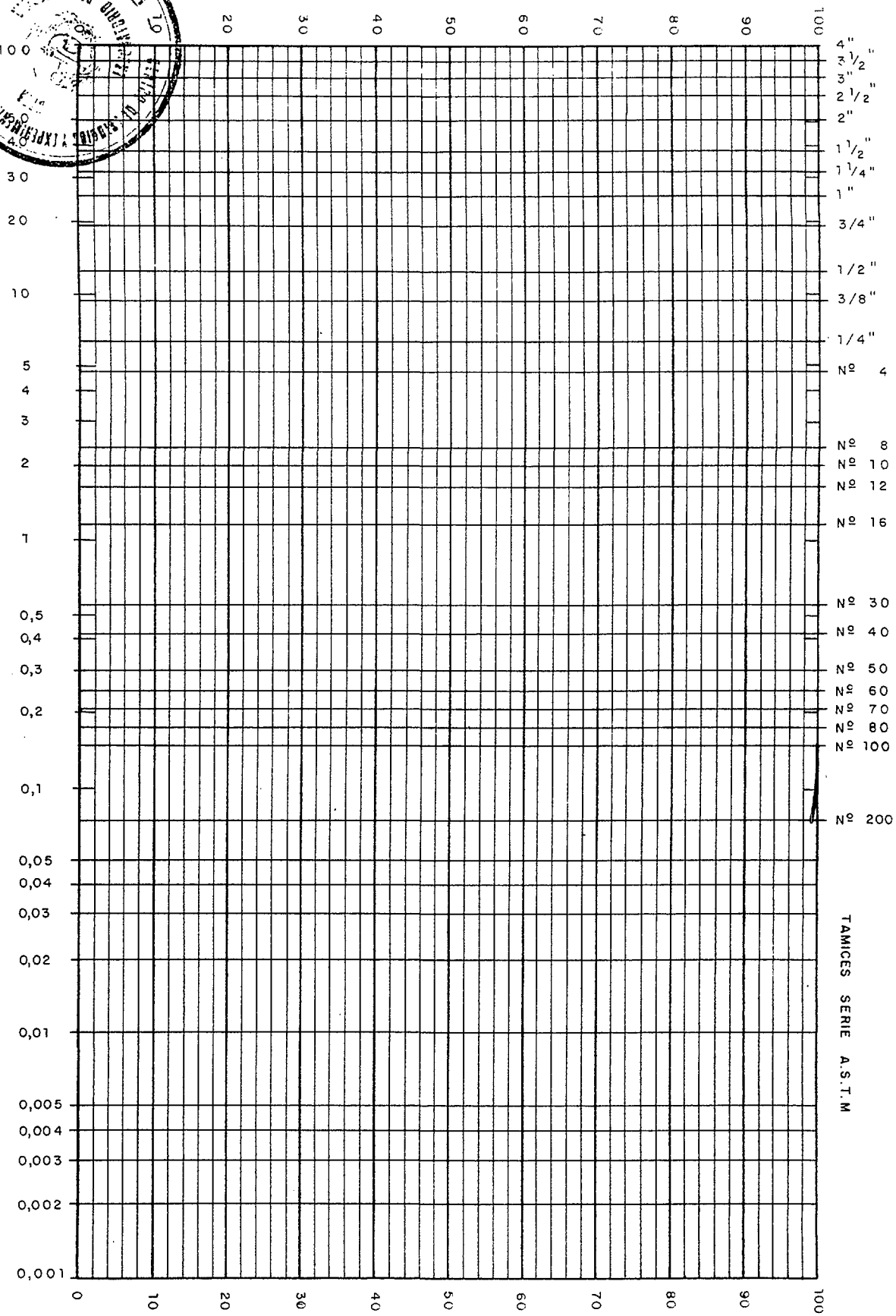
Probeta triaxial u.u.

ESTERILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4931



Tamaño de las partículas en mm



4"
3 1/2"
3"
2 1/2"
2"
1 1/2"
1 1/4"
1"
3/4"
1/2"
3/8"
1/4"
No 4
No 8
No 10
No 12
No 16
No 30
No 40
No 50
No 60
No 70
No 80
No 100

TAMICES SERIE A.S.T.M

OBSERVACIONES

100

99,2

% PASA POR LOS TAMICES

ANALISIS GRANULOMETRICO

Probeta triaxial c.u.

ESTERILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4934

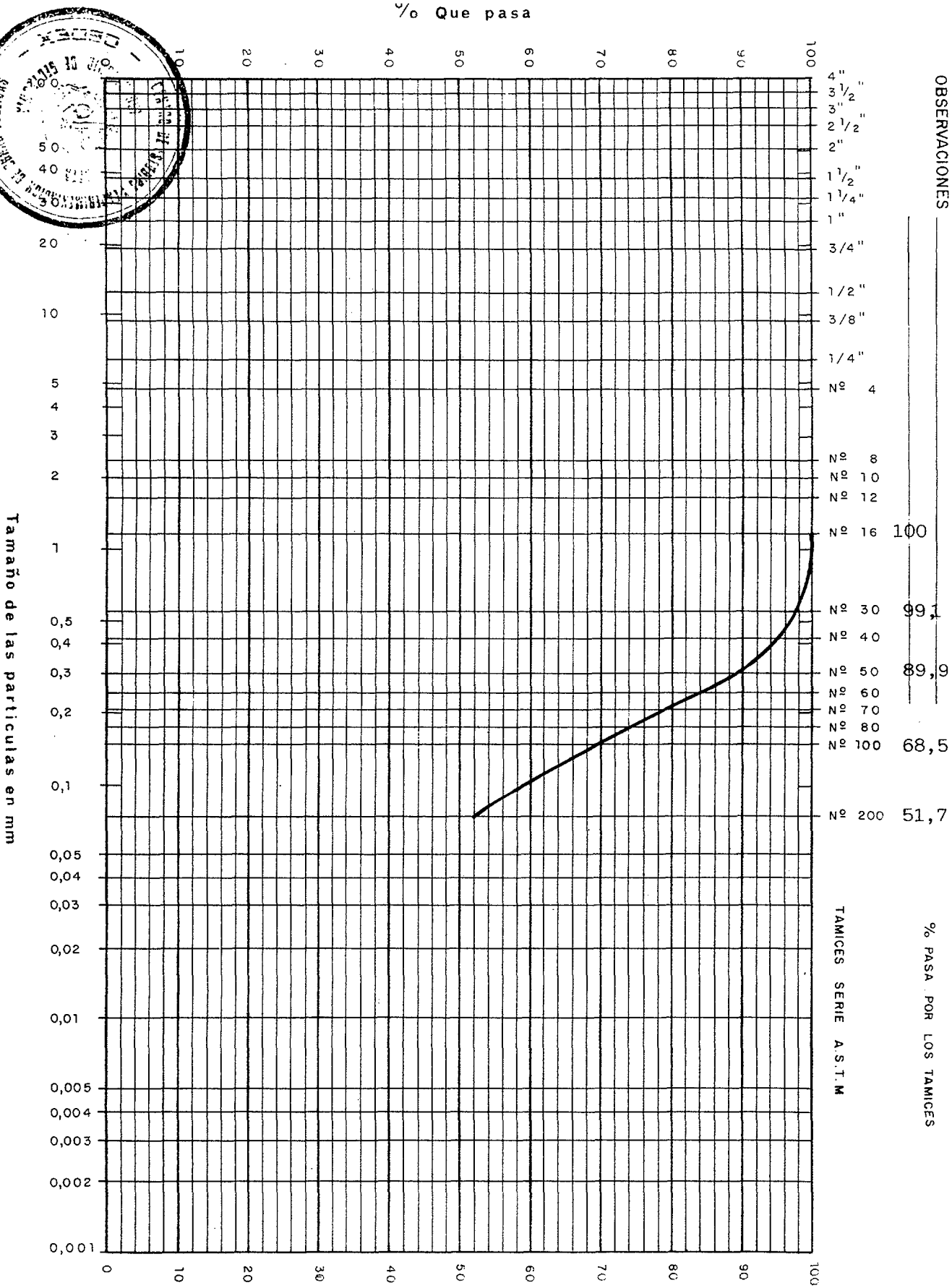
DENOMINACION

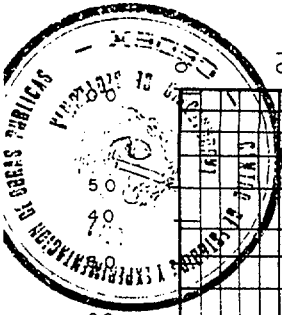
ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4711

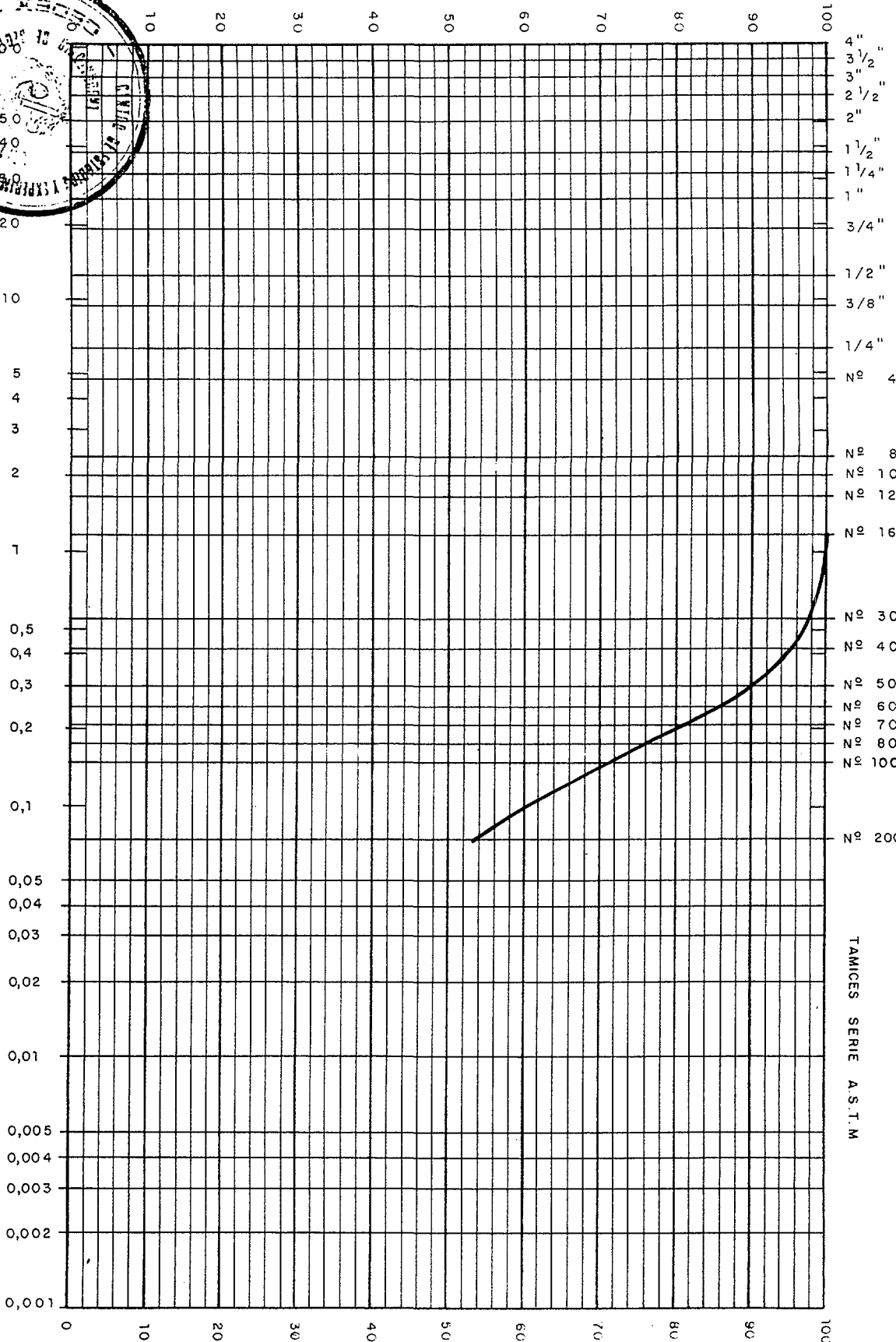
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Probeta triaxial c.u.





Tamaño de las partículas en mm



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M

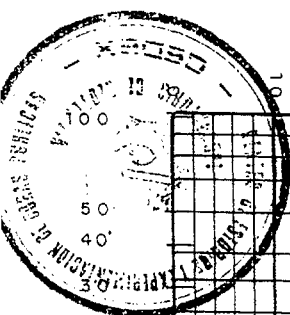
Nº 4	100
Nº 8	
Nº 10	
Nº 12	
Nº 16	98,0
Nº 30	
Nº 40	90,5
Nº 50	
Nº 60	
Nº 70	
Nº 80	71,3
Nº 100	
Nº 200	53,3

ANALISIS GRANULOMETRICO

Probeta triaxial u.u.

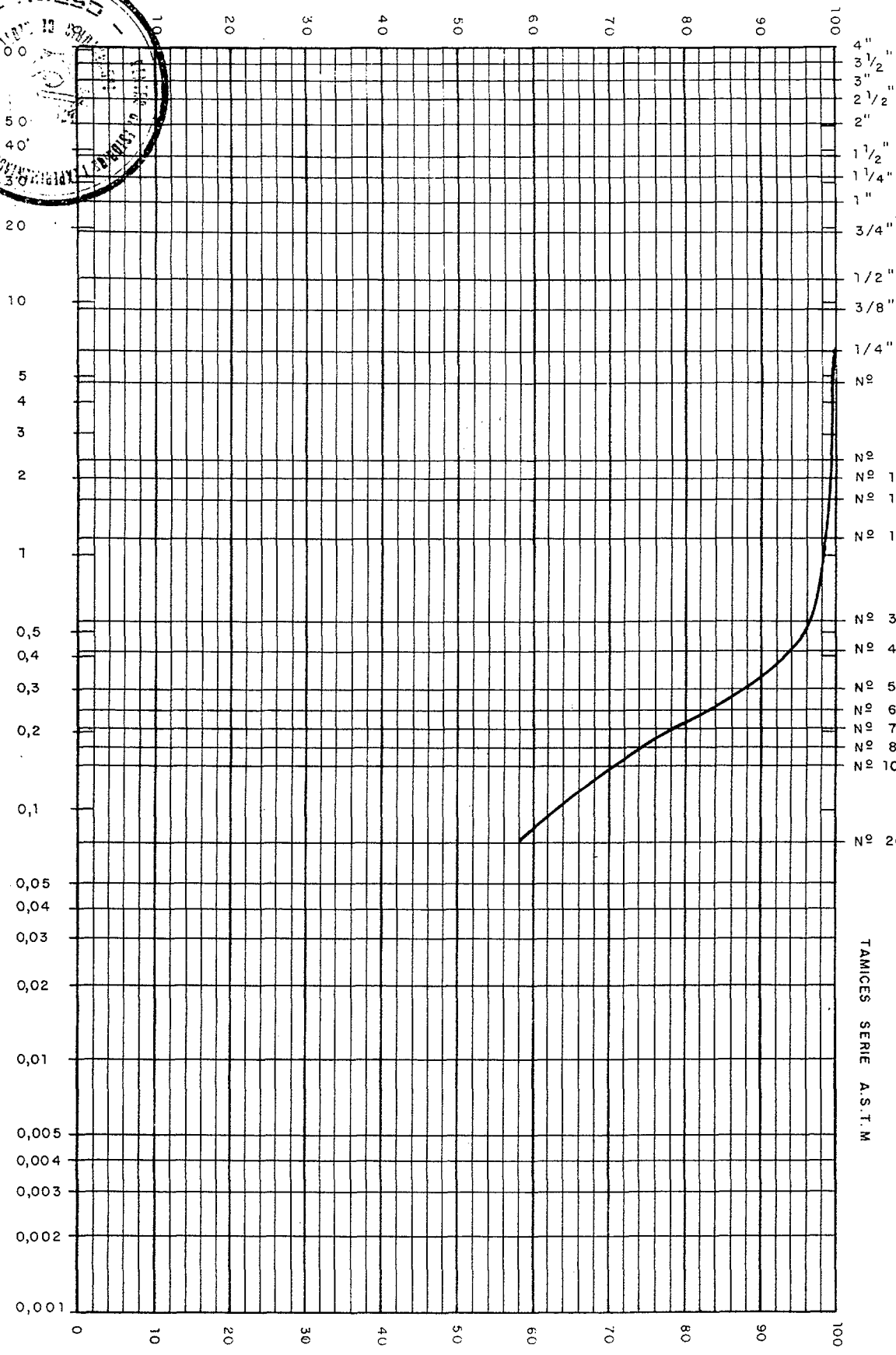
ESTERILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4711



Tamaño de las partículas en mm

% Que pasa



TAMICES SERIE A.S.T.M

Nº 4	99,4
Nº 8	
Nº 10	98,9
Nº 12	
Nº 16	98,5
Nº 30	96,3
Nº 40	
Nº 50	87,2
Nº 60	
Nº 70	
Nº 80	
Nº 100	69,9
Nº 200	57,5

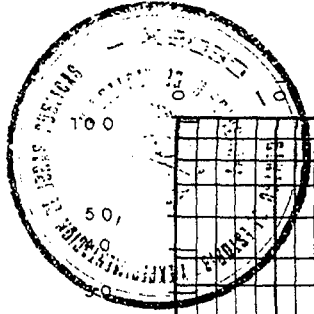
% PASA POR LOS TAMICES

OBSERVACIONES

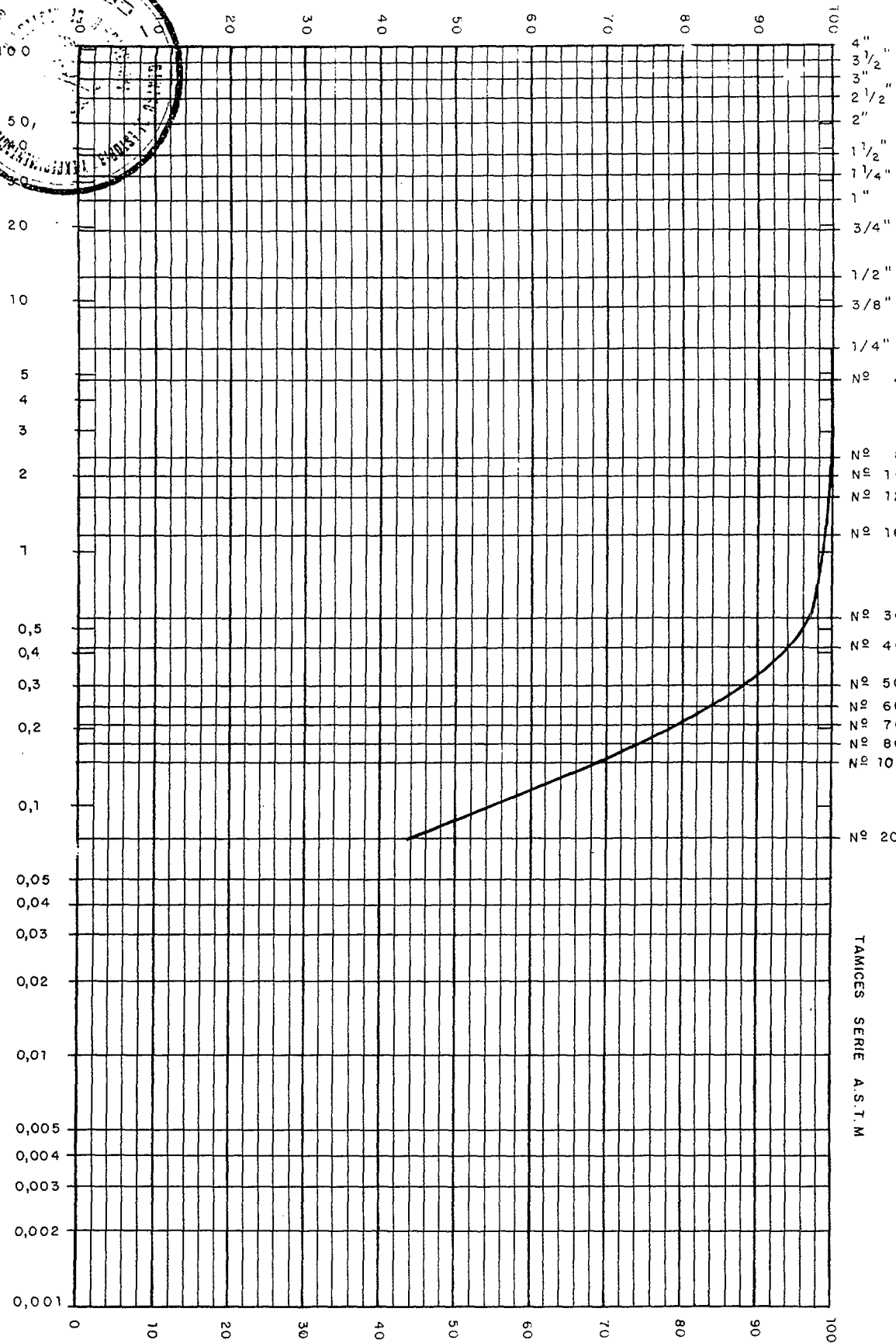
ANALISIS GRANULOMETRICO

DENOMINACION ESTERILES DE URANIO

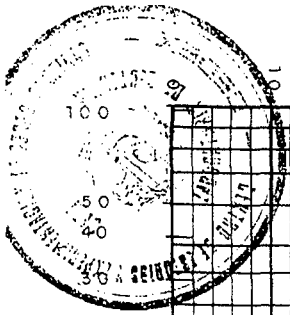
MUESTRA N.º 5549-A



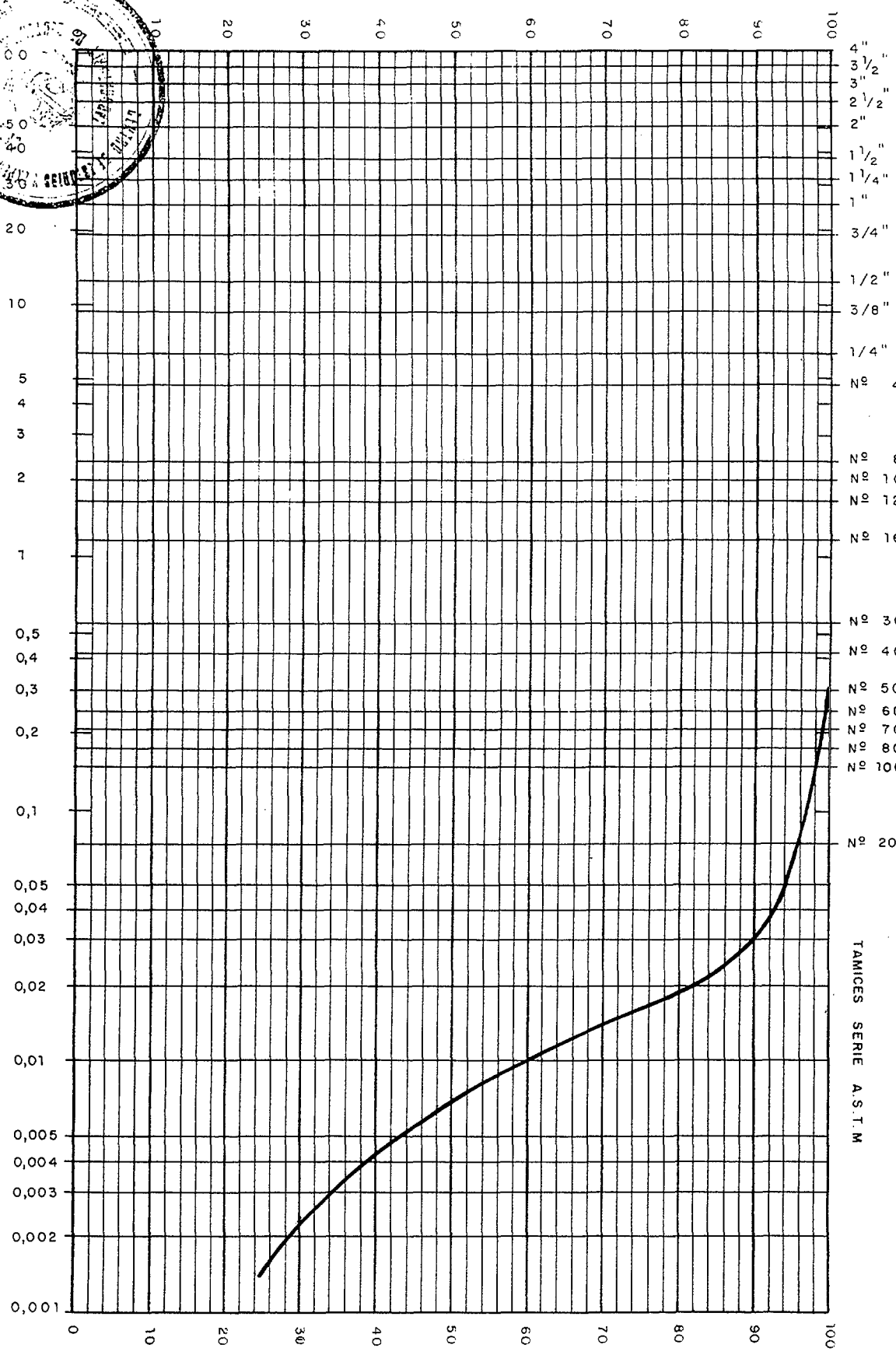
Tamaño de las partículas en mm



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICOS COMPLETOS



Tamaño de las partículas en mm



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

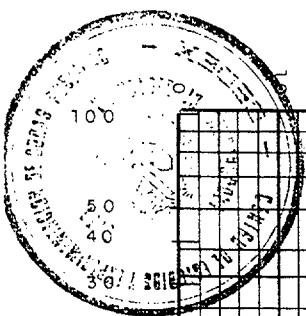
TAMICES SERIE A.S.T.M

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

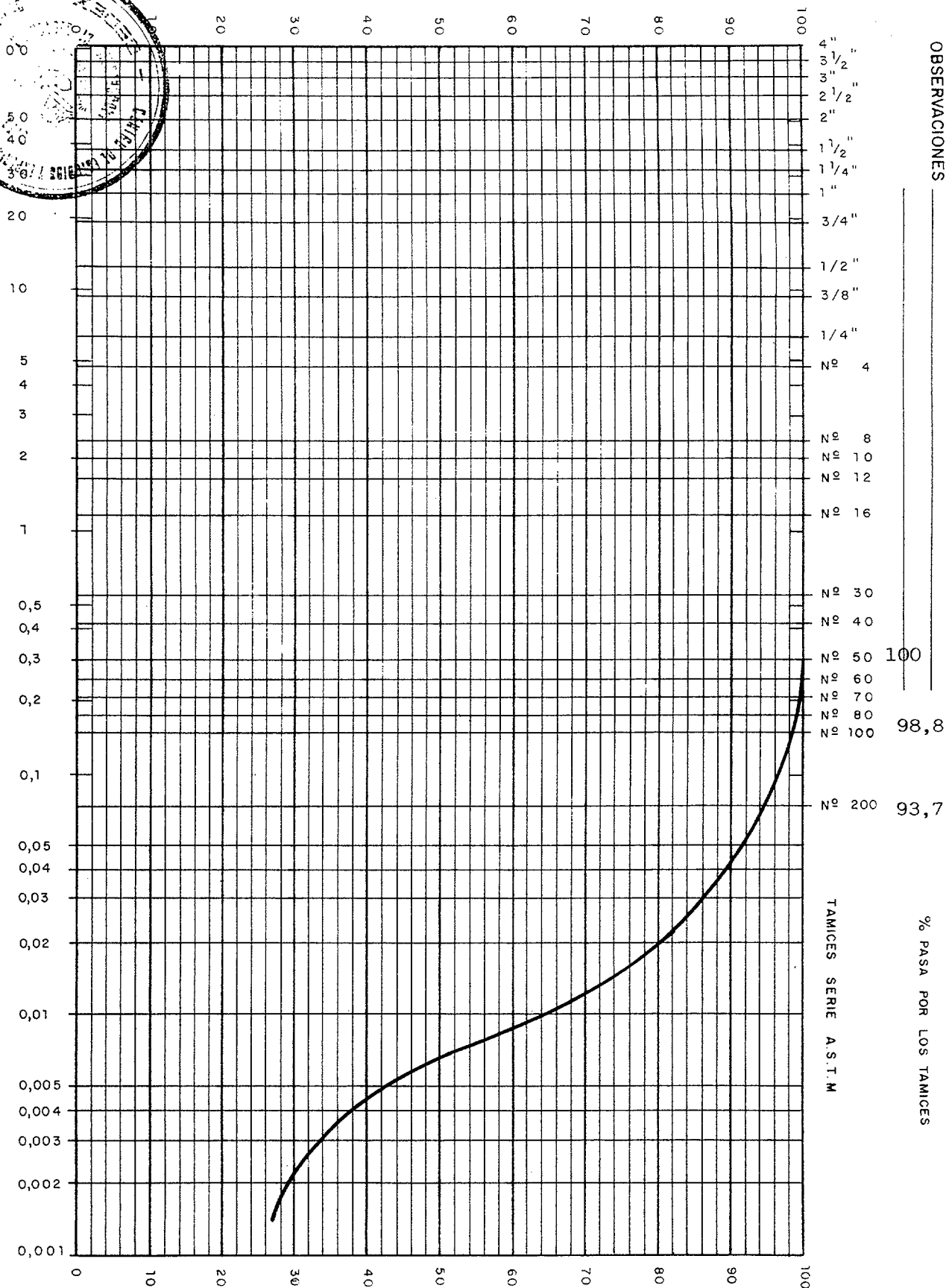
Probeta triaxial c.u.

ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4929



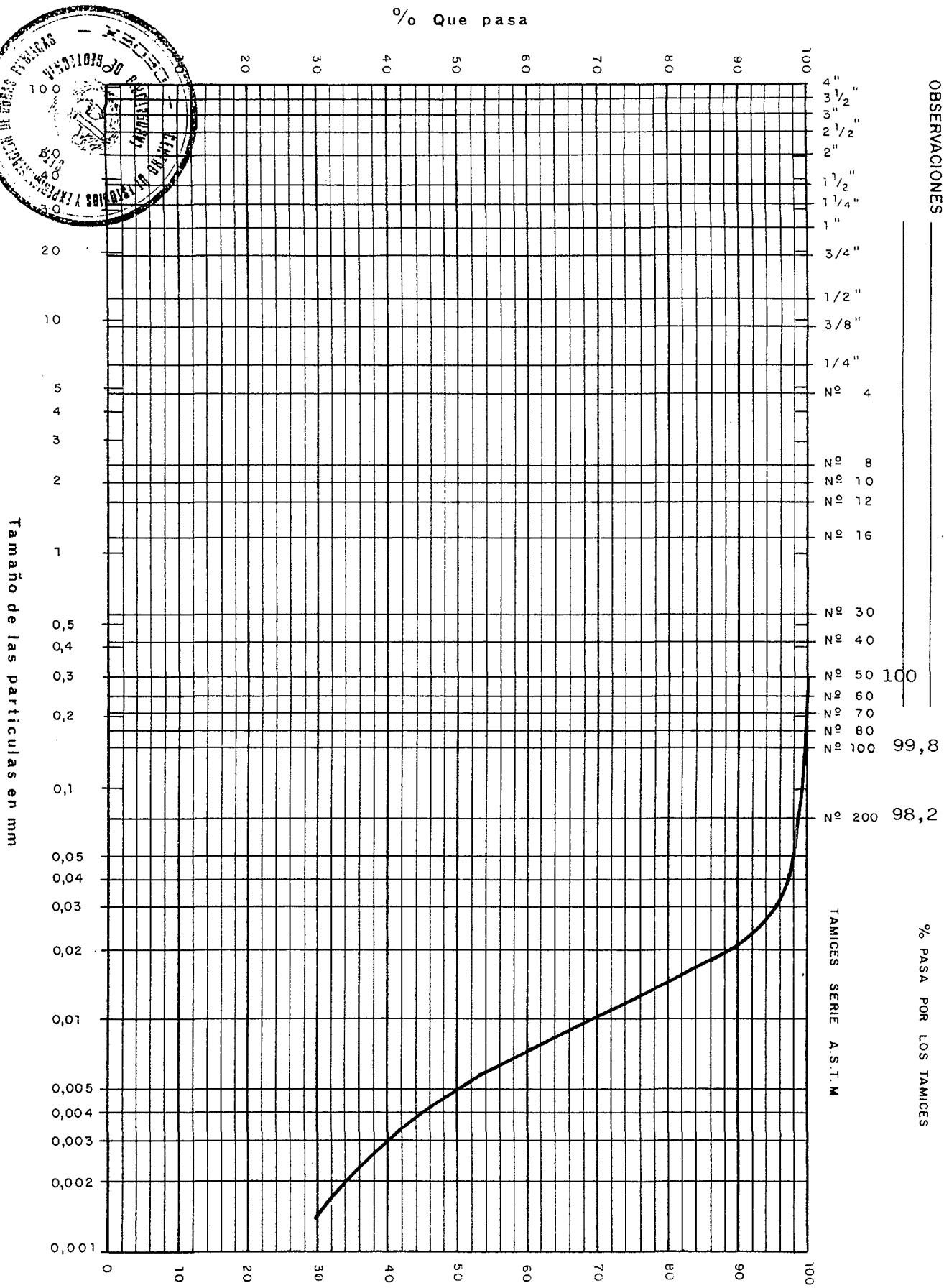
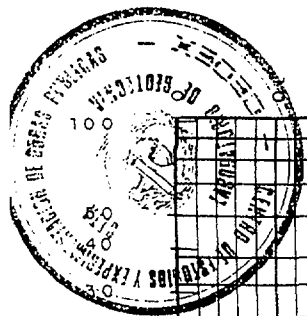
Tamaño de las partículas en mm



MUESTRA N.º 4929

ESTÉRILES DE URANIO

DENOMINACION



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

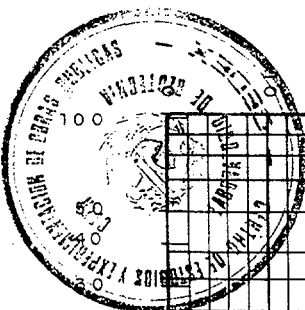
TAMICES SERIE A.S.T.M

Probeta triaxial c.u.

ANALISIS GRANULOMETRICO

ESTERILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4647



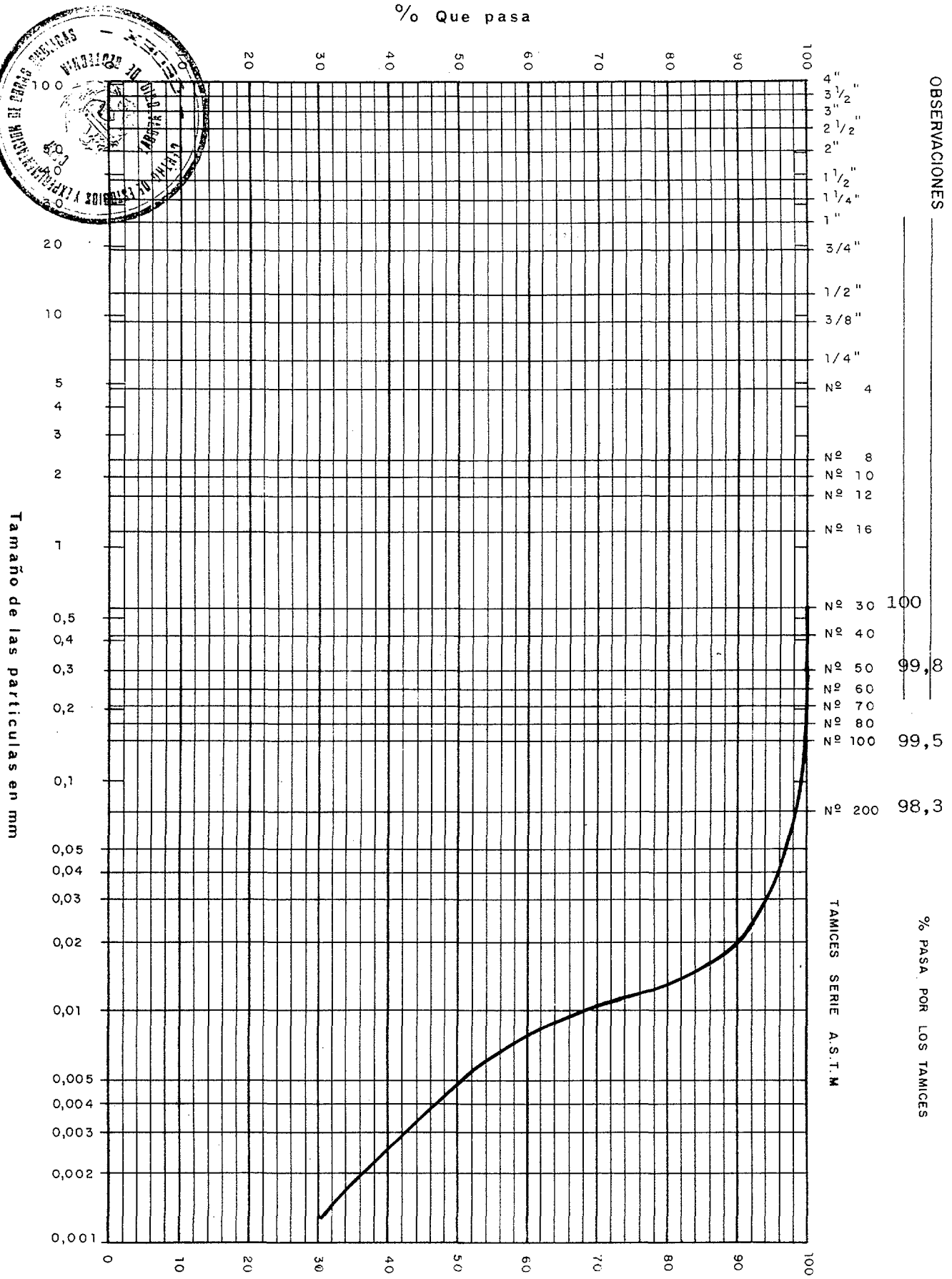
ESTÉRILES DE URANIO

DENOMINACION

MUESTRA N.º 4647

Probeta triaxial u.u.,

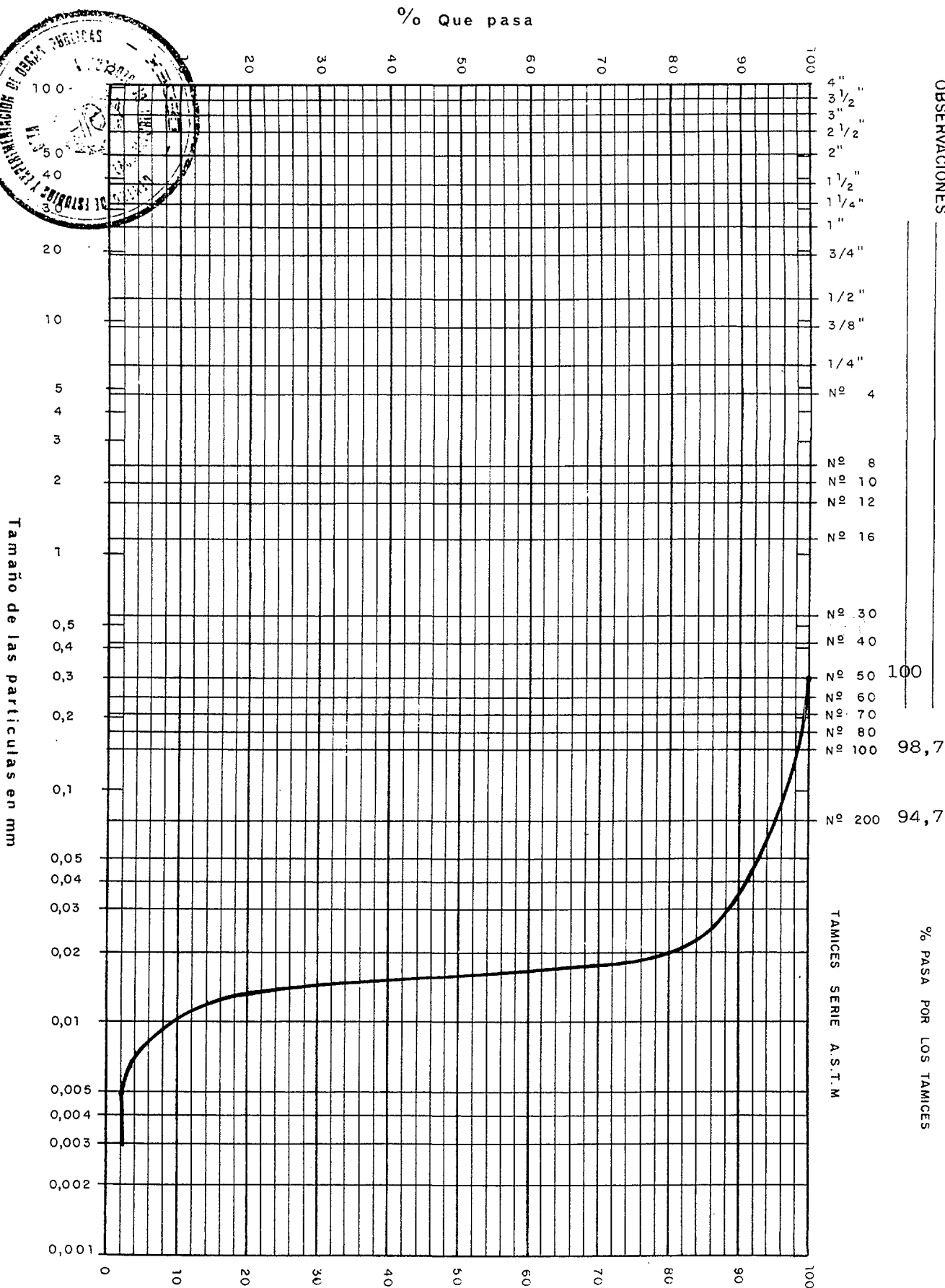
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Probeta triaxial c.u.

DENOMINACION ESTÉILES DE URANIO

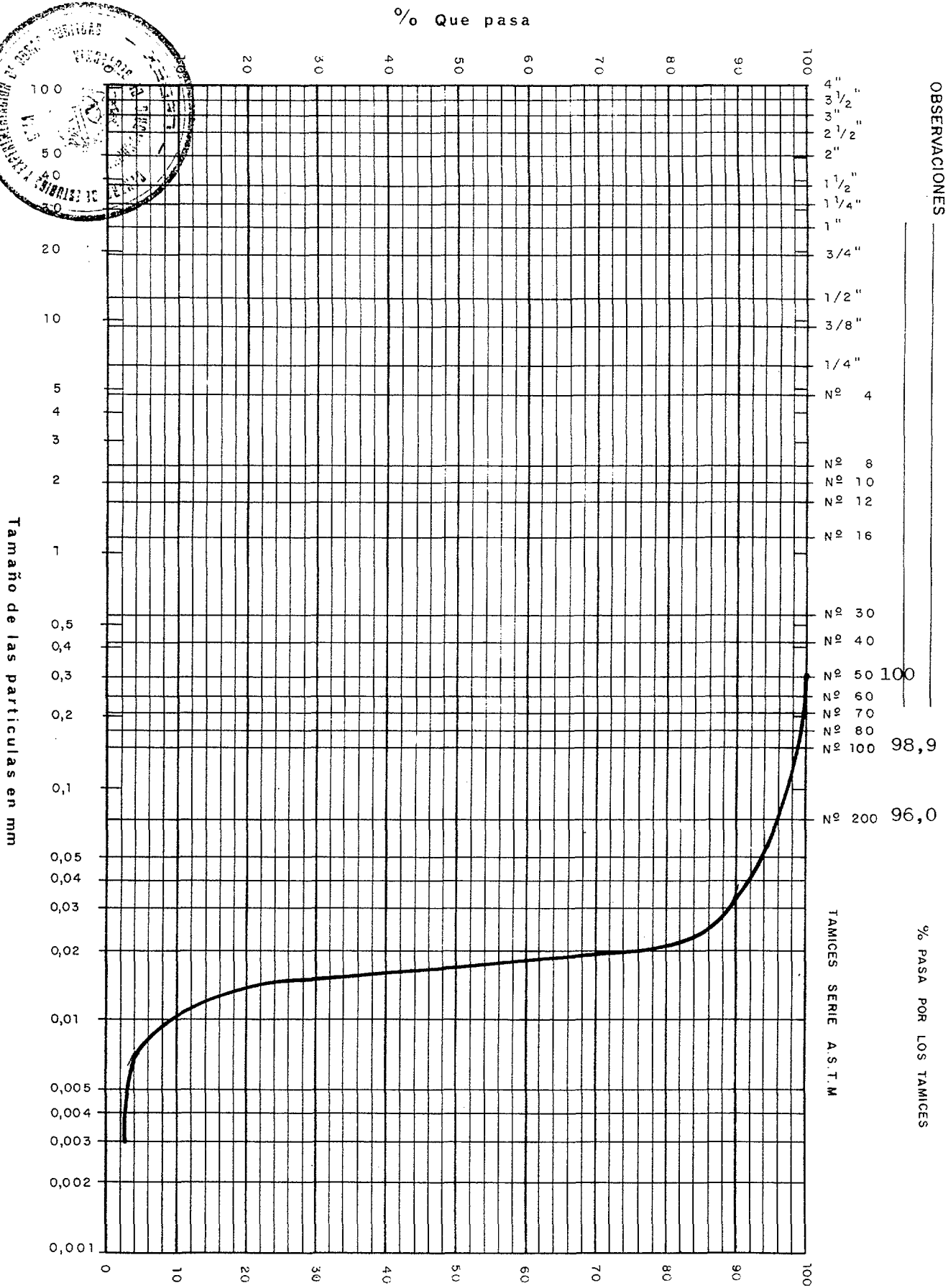
MUESTRA N.º 4649

DENOMINACION ESTERILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4649

Probeta triaxial u.u.

ANALISIS GRANULOMETRICO



% Que pasa

OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M

Nº 4
Nº 8
Nº 10
Nº 12
Nº 16
Nº 30
Nº 40
Nº 50 100
Nº 60
Nº 70
Nº 80
Nº 100 99,4
Nº 200 97,5

100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0

Probeta triaxial c.u.

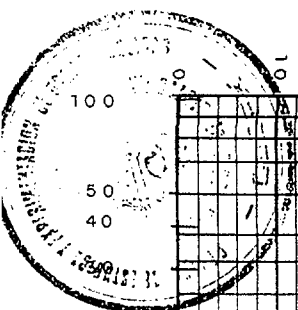
ANALISIS GRANULOMETRICO

ESTERILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4652

Tamaño de las partículas en mm

100
50
40
20
10
5
4
3
2
1
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,05
0,04
0,03
0,02
0,01
0,005
0,004
0,003
0,002
0,001



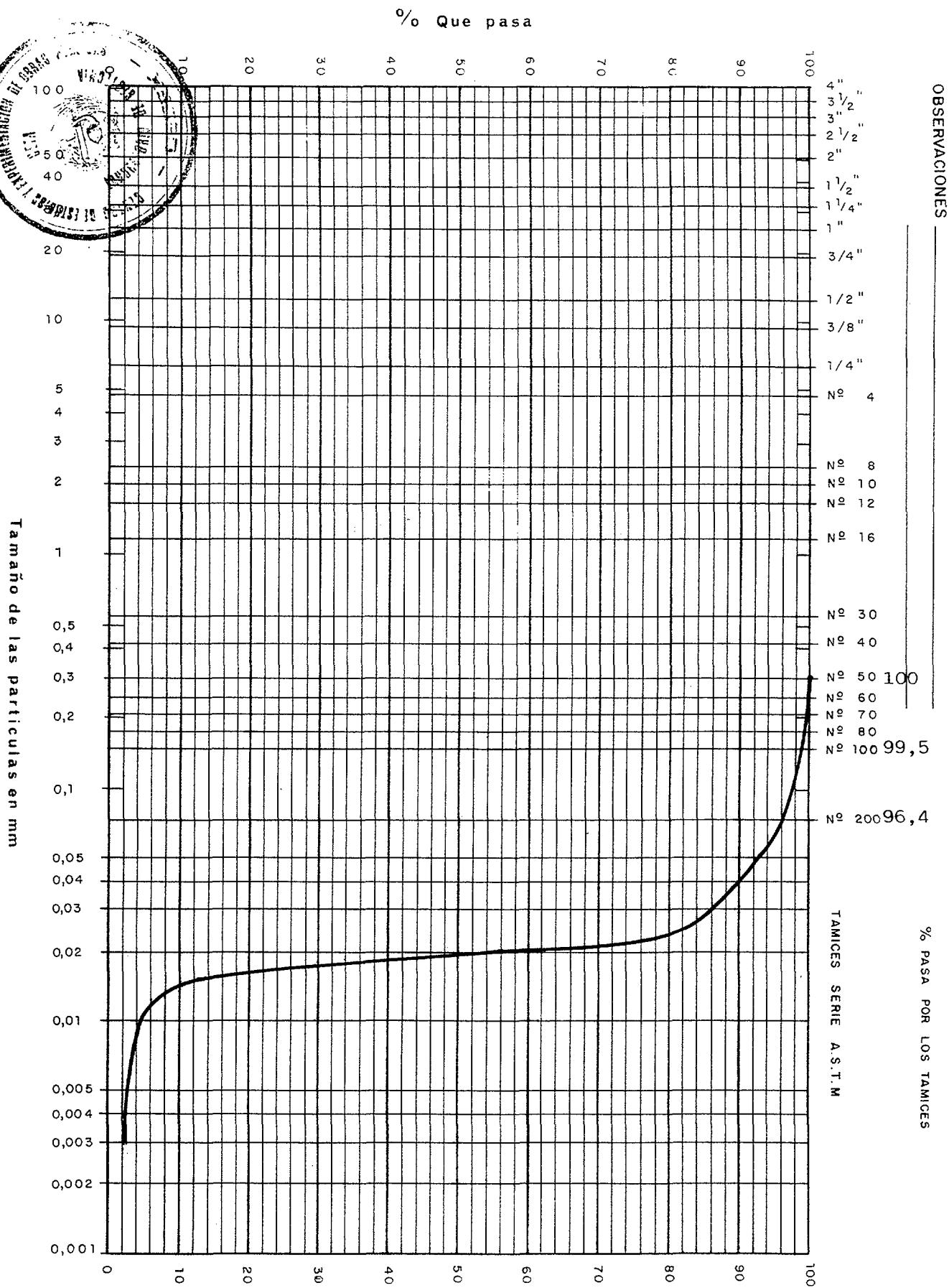
ESTERILES DE URANIO

DENOMINACION

MUESTRA N.º 4652

Probeta triaxial u.u.

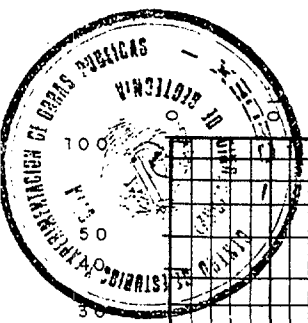
ANALISIS GRANULOMETRICO



% Que pasa

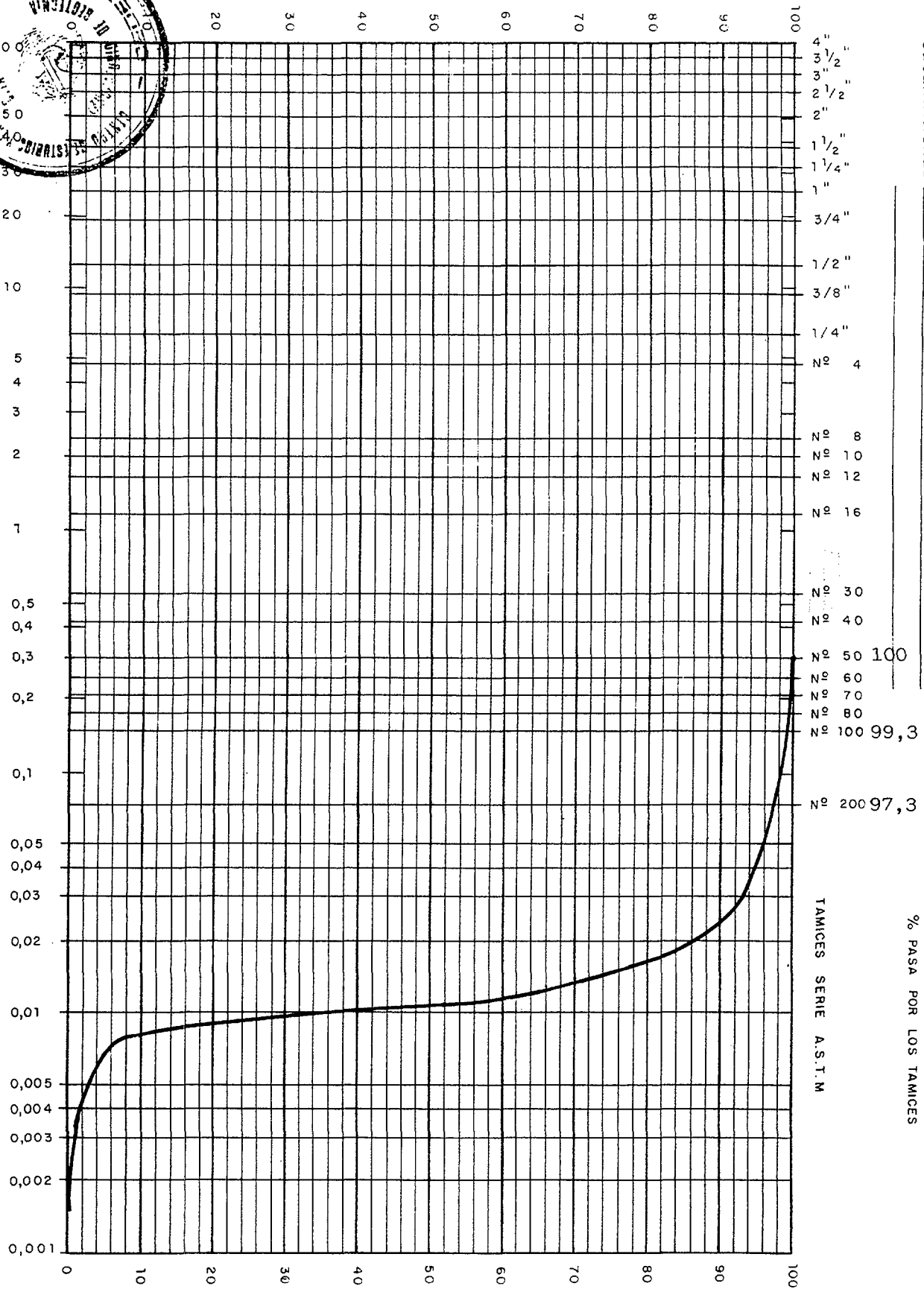
OBSERVACIONES

TAMICES SERIE A.S.T.M.



% Que pasa

Tamaño de las partículas en mm



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M.

Probeta triaxial c.u.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ESTÉRILES DE URANIO

DENOMINACION

MUESTRA N.º 4697

% Que pasa

OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M

Nº 4
Nº 8
Nº 10
Nº 12
Nº 16
Nº 30 100
Nº 40
Nº 50 99,7
Nº 60
Nº 70
Nº 80
Nº 100 96,4
Nº 200 91,6

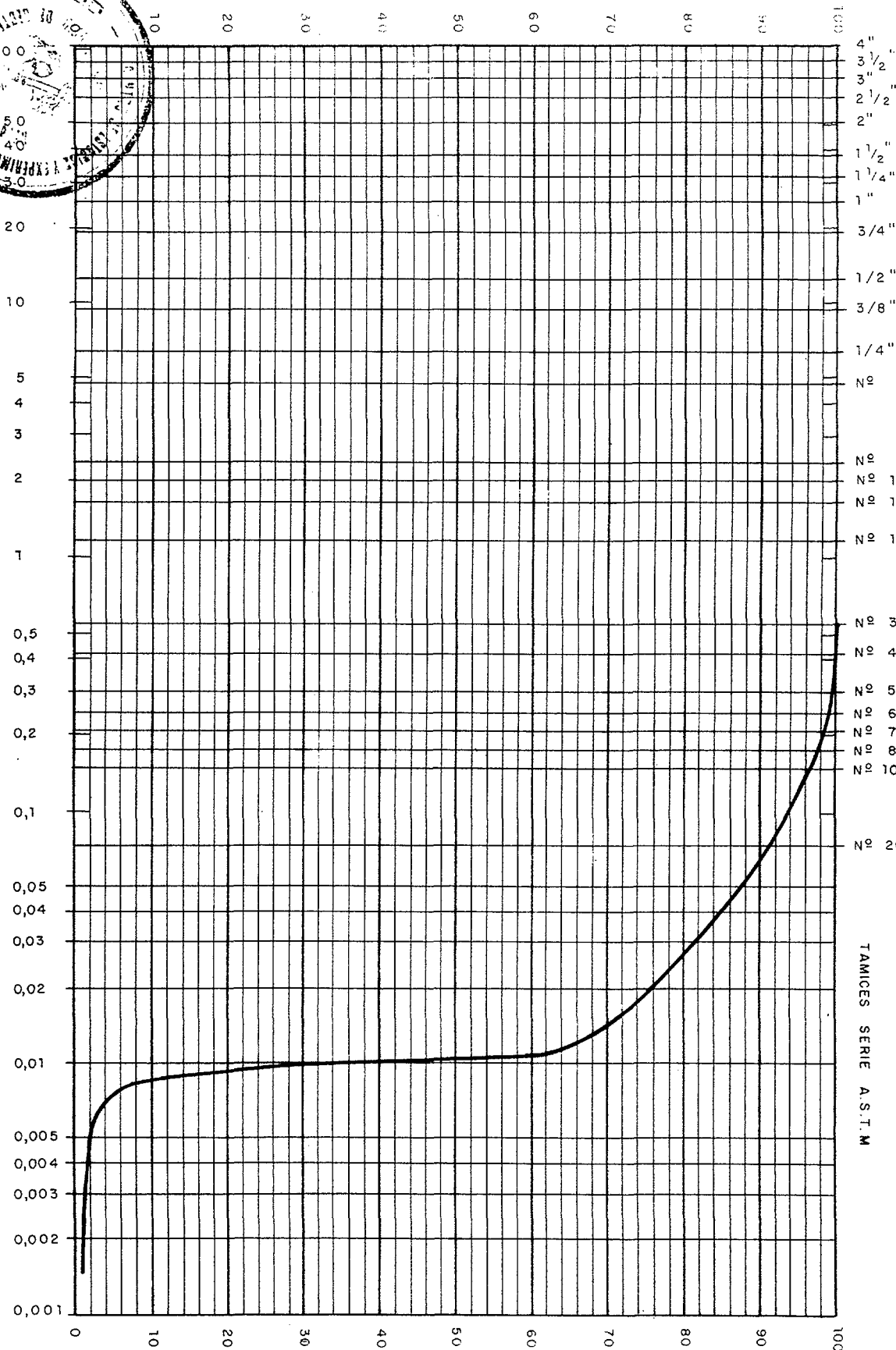
ANALISIS GRANULOMETRICO

Probeta triaxial c.u.

ESTERILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4699

Tamaño de las partículas en mm



ESTÉRILES DE URANIO

DENOMINACION

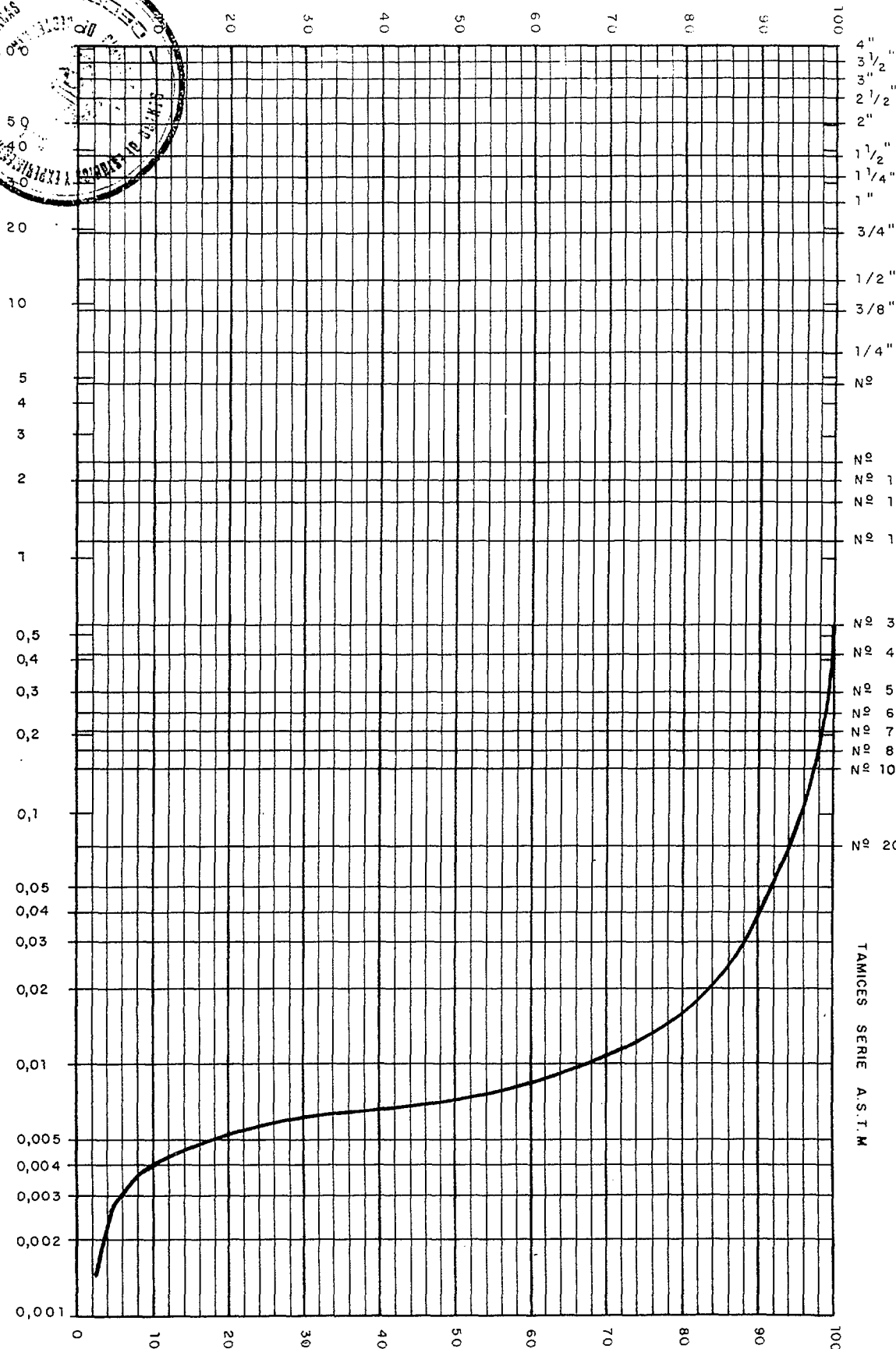
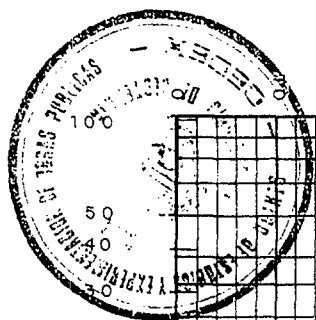
MUESTRA N.º 4699

Probeta triaxial u.u.,

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Tamaño de las partículas en mm

% Que pasa



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M

OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

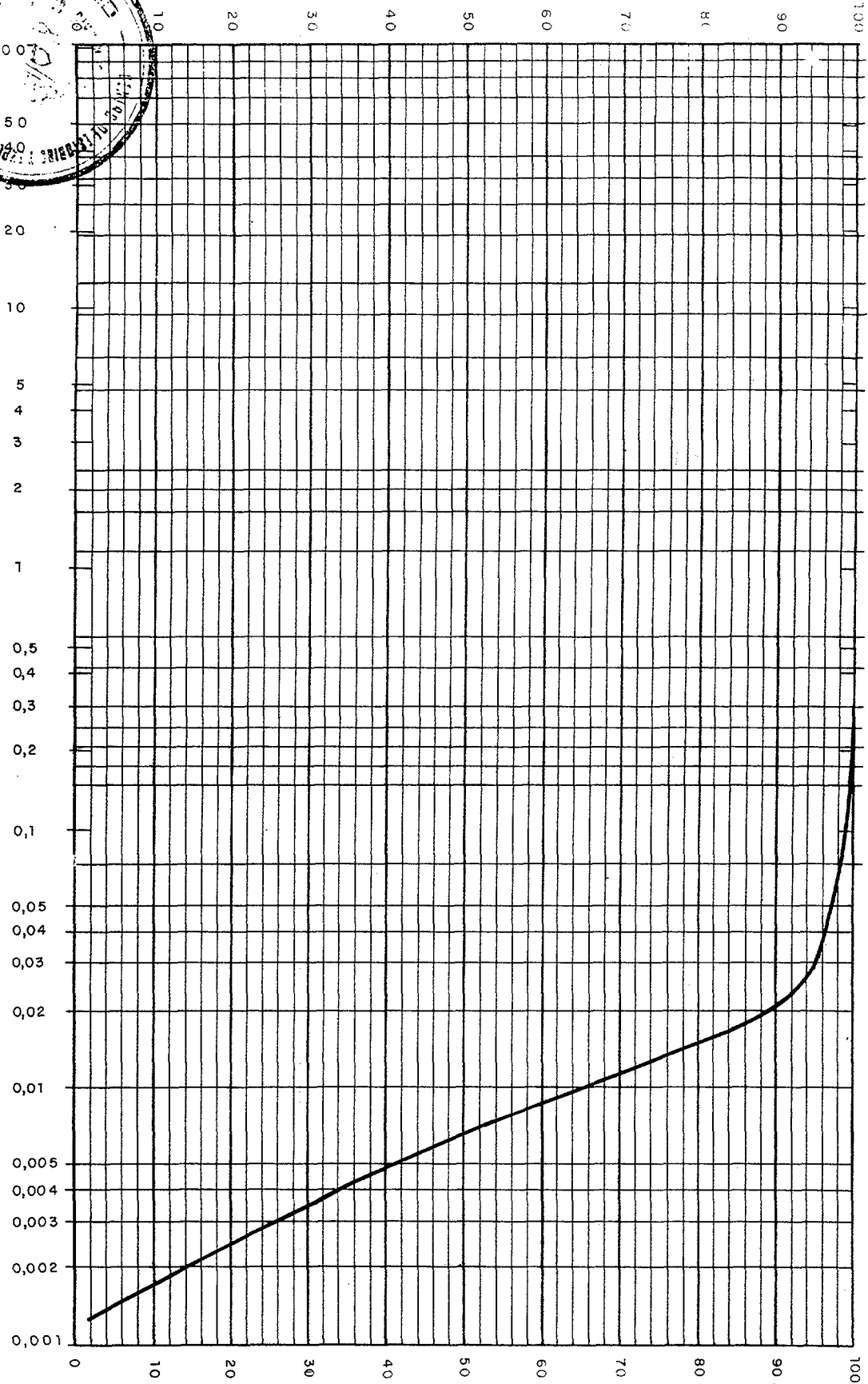
TAMICES SERIE A.S.T.M

Nº 4
Nº 8
Nº 10
Nº 12
Nº 16
Nº 30
Nº 40
Nº 50 100
Nº 60
Nº 70
Nº 80
Nº 100 99,6
Nº 200 98,6

4"
3 1/2"
3"
2 1/2"
2"
1 1/2"
1 1/4"
1"
3/4"
1/2"
3/8"
1/4"

% Que pasa

Tamaño de las partículas en mm



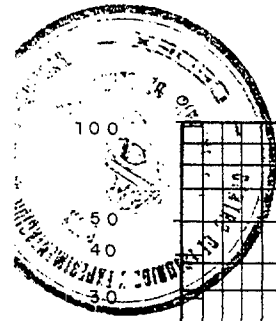
ANALISIS GRANULOMETRICO

Probeta triaxial c.u.

ESTERILES DE URANIO

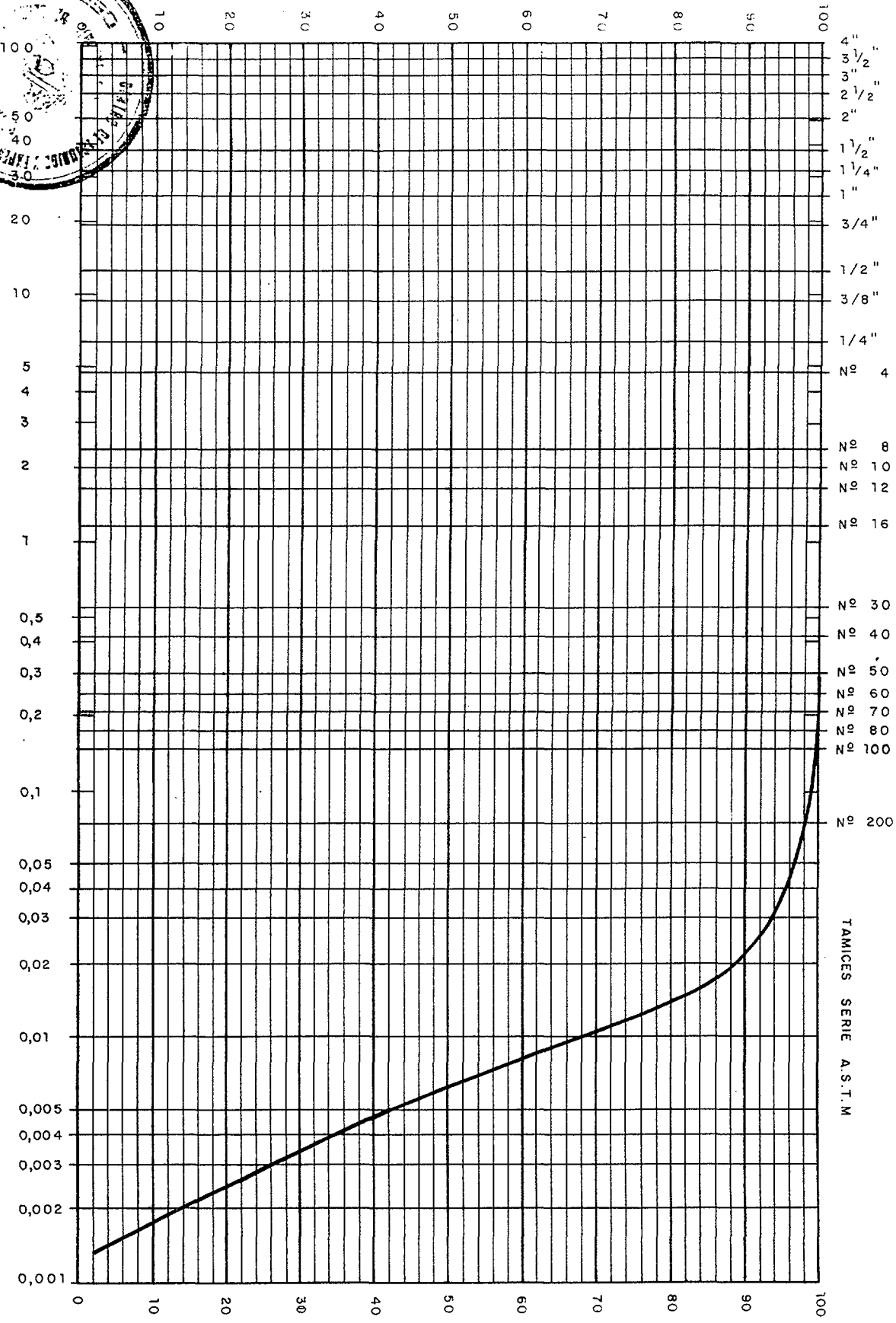
DENOMINACION

MUESTRA N.º 4860



% Que pasa

Tamaño de las partículas en mm



TAMICES SERIE A.S.T.M

% PASA POR LOS TAMICES

OBSERVACIONES

Probeta triaxial u.u.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

MUESTRA N.º 4860

ESTÉRILES DE URANIO

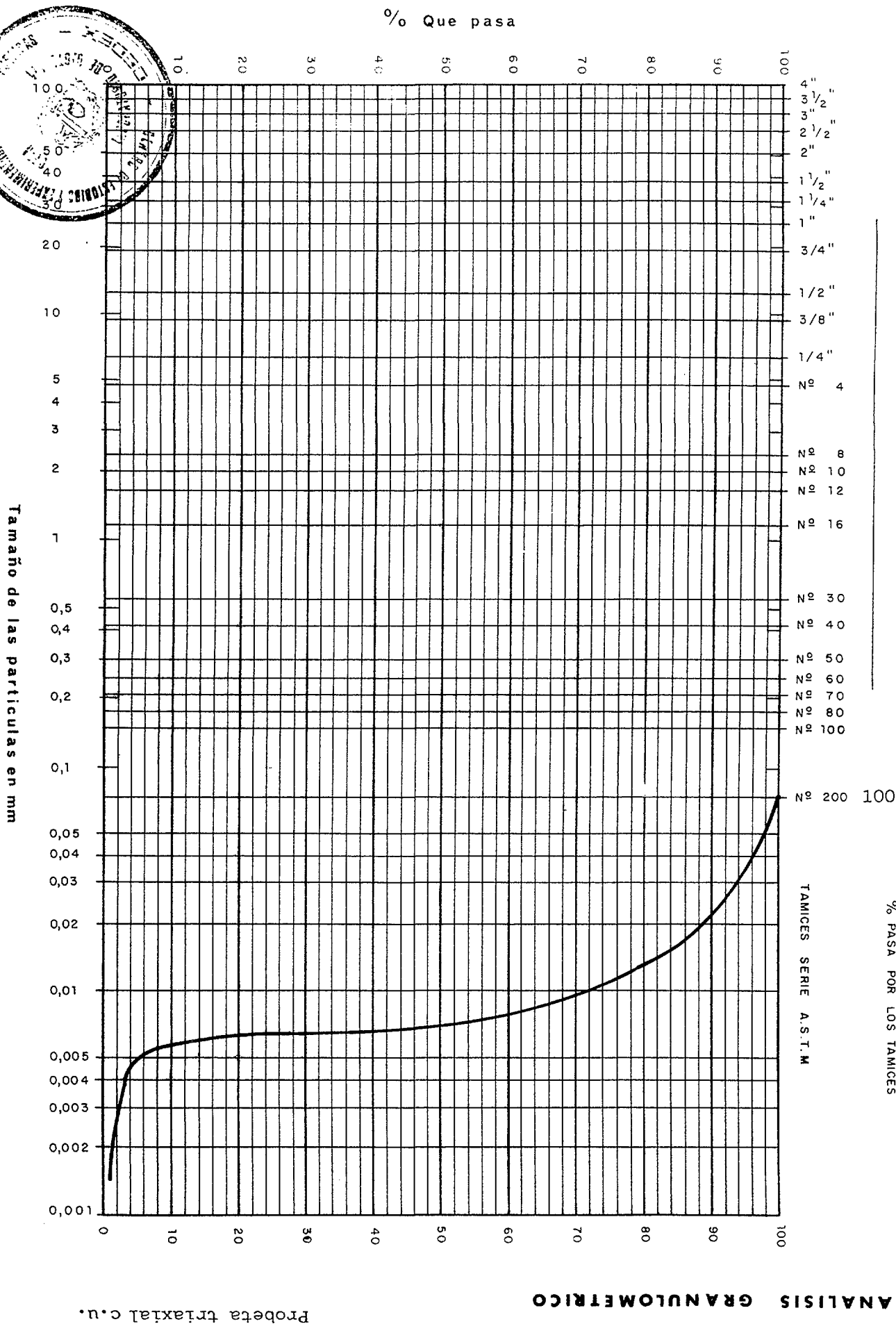
DENOMINACION

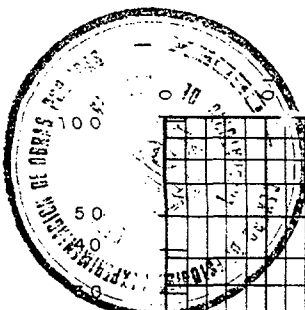
**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICOS POR SEDIMENTACIÓN, CON
EL MATERIAL QUE PASA POR EL TAMIZ 200**

OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

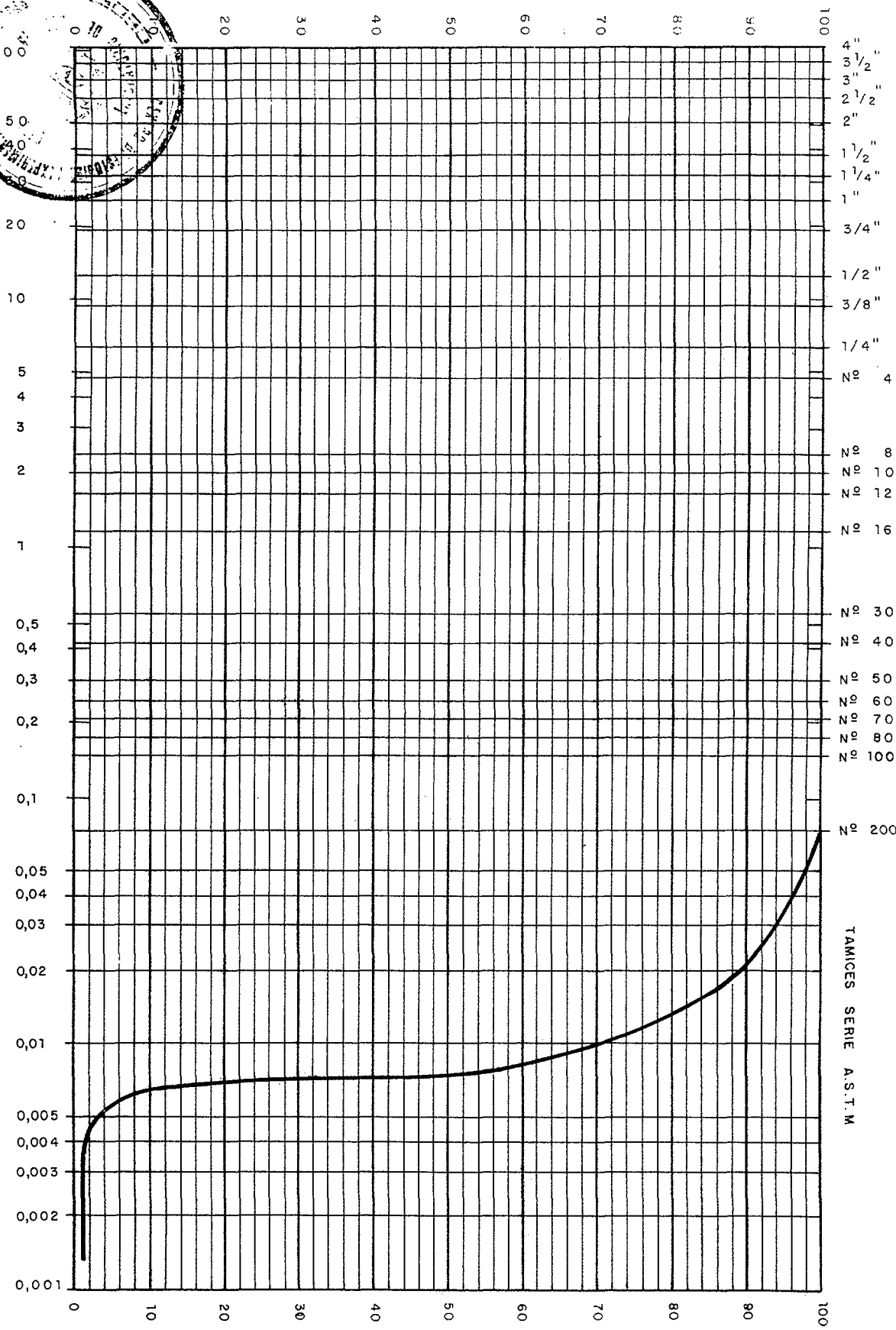
TAMICES SERIE A.S.T.M





% Que pasa

Tamaño de las partículas en mm



OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M

ANALISIS GRANULOMETRICO

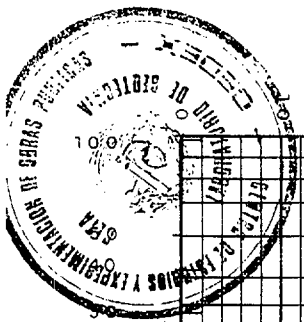
ESTERILES DE URANIO

DENOMINACION

MUESTRA N.º

4927

Probeta triaxial U.U.



ESTRILES DE URANIO

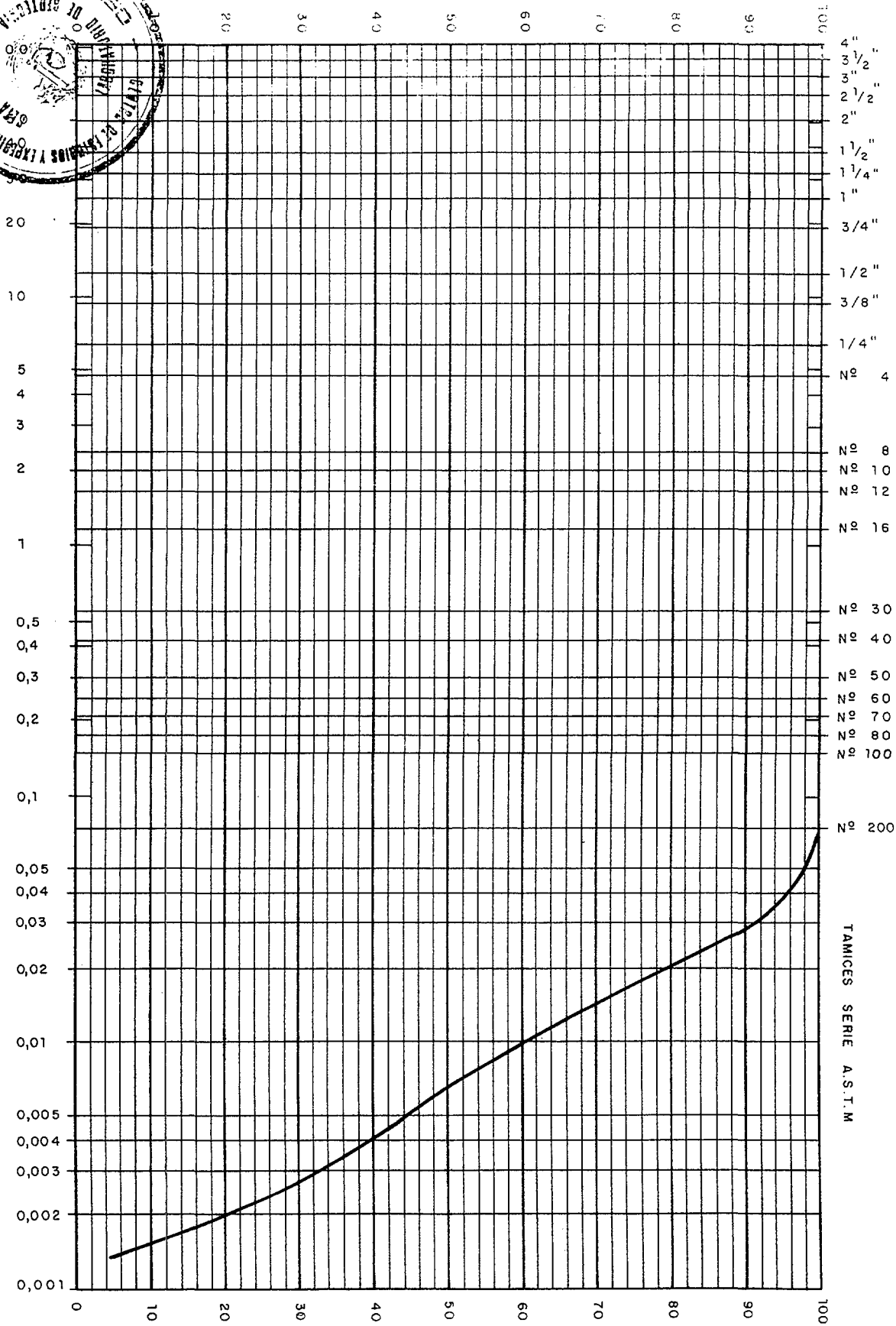
DENOMINACION

Probeta triaxial c.u.

MUESTRA N.º 4931

ANALISIS GRANULOMETRICO

Tamaño de las partículas en mm



% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M

OBSERVACIONES

% Que pasa

OBSERVACIONES

Tamaño de las partículas en mm

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Probeta triaxial u.n.

ESTÉRILES DE URANIO

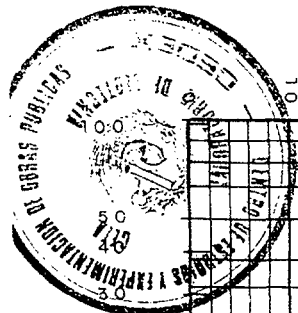
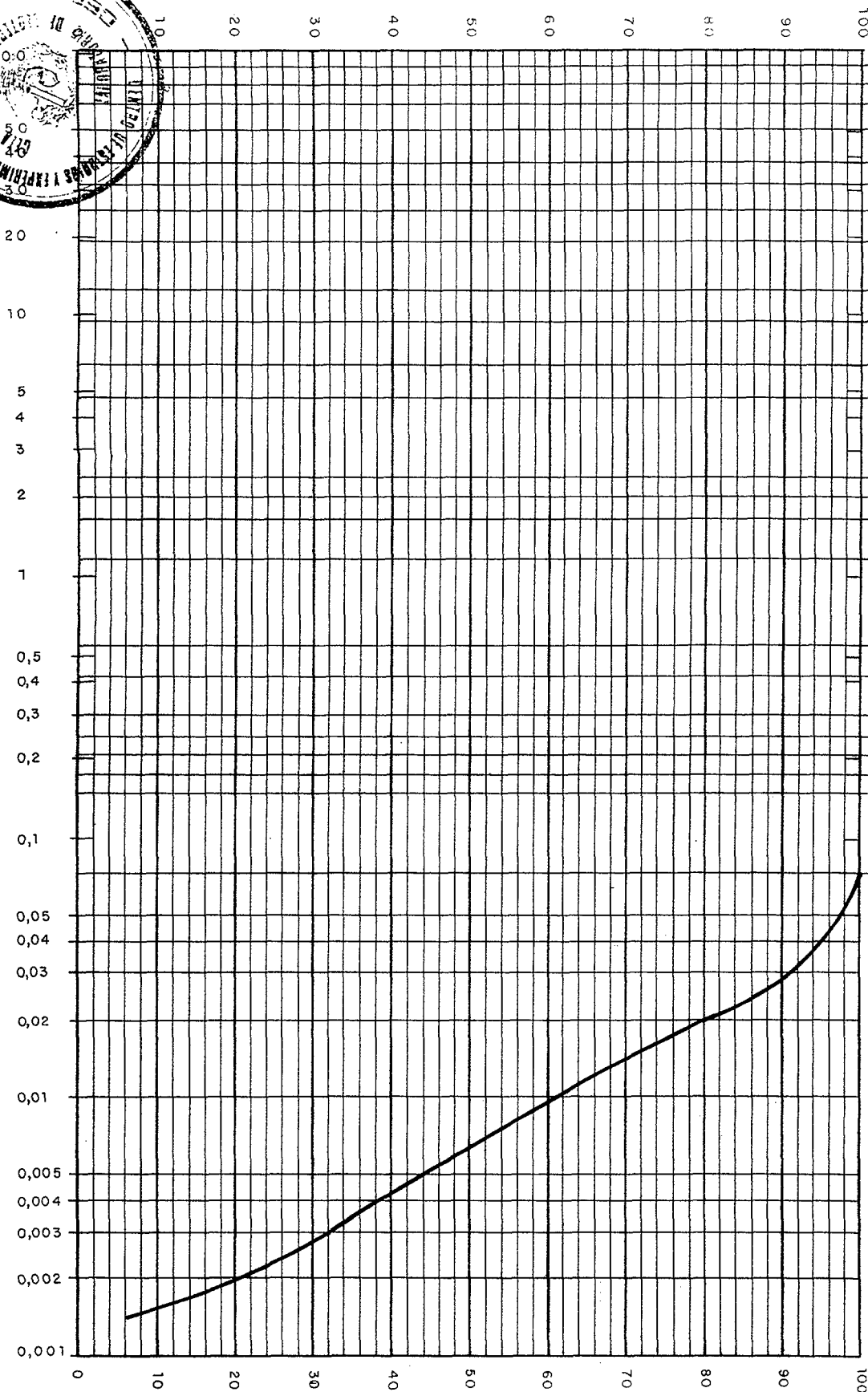
MUESTRA N.º 4931

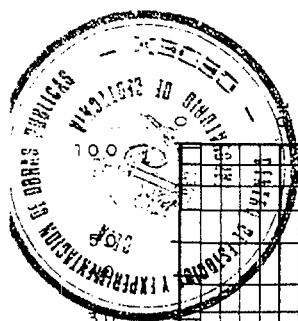
DENOMINACION

% PASA POR LOS TAMICES

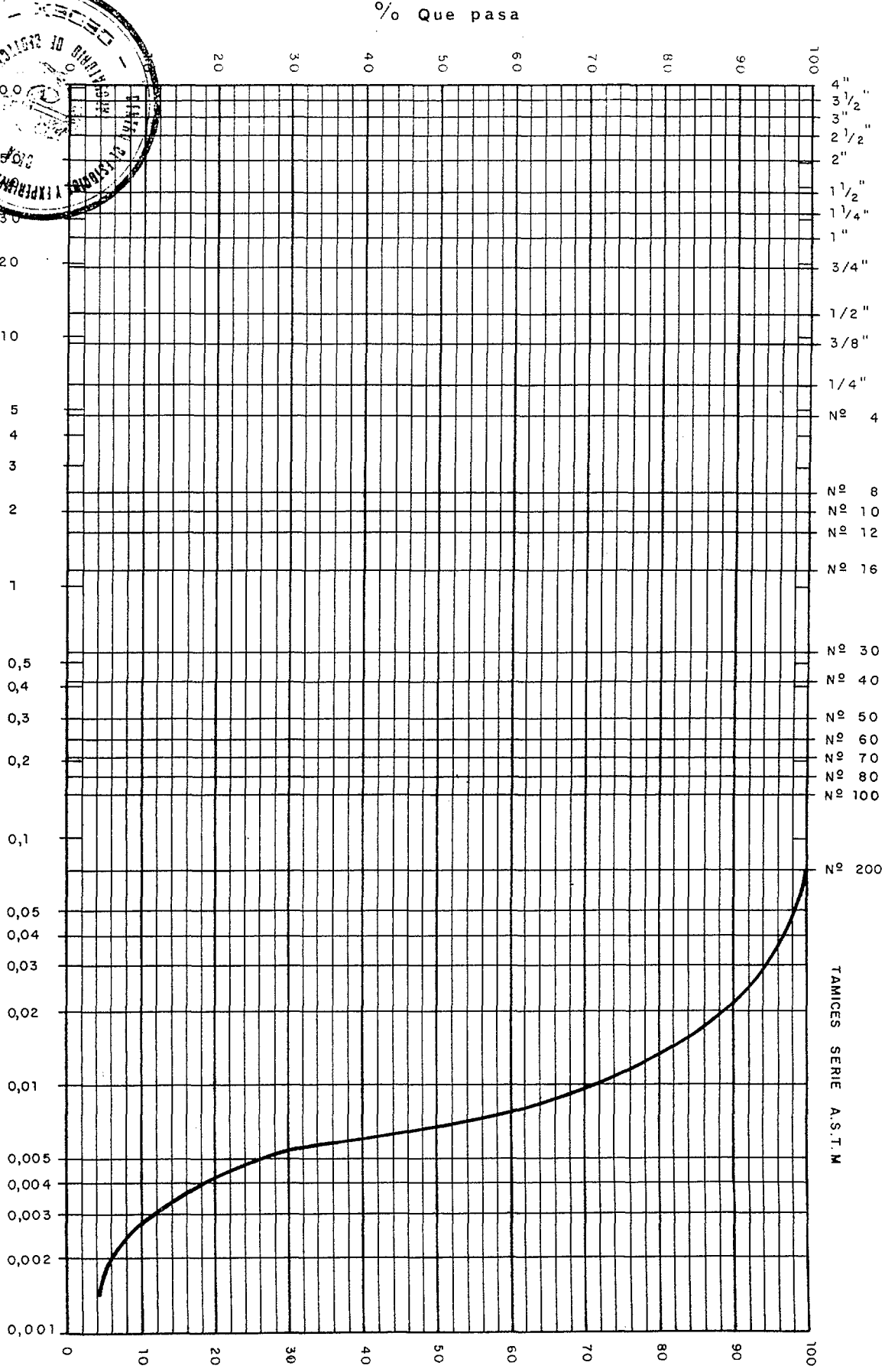
TAMICES SERIE A.S.T.M

4" 3 1/2" 3" 2 1/2" 2" 1 1/2" 1 1/4" 1" 3/4" 1/2" 3/8" 1/4" N.º 4 N.º 8 N.º 10 N.º 12 N.º 16 N.º 30 N.º 40 N.º 50 N.º 60 N.º 70 N.º 80 N.º 100 N.º 200 100





Tamaño de las partículas en mm



OBSERVACIONES

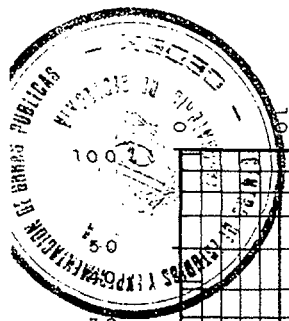
% PASA POR LOS TAMICES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ESTÉRILES DE URANIO

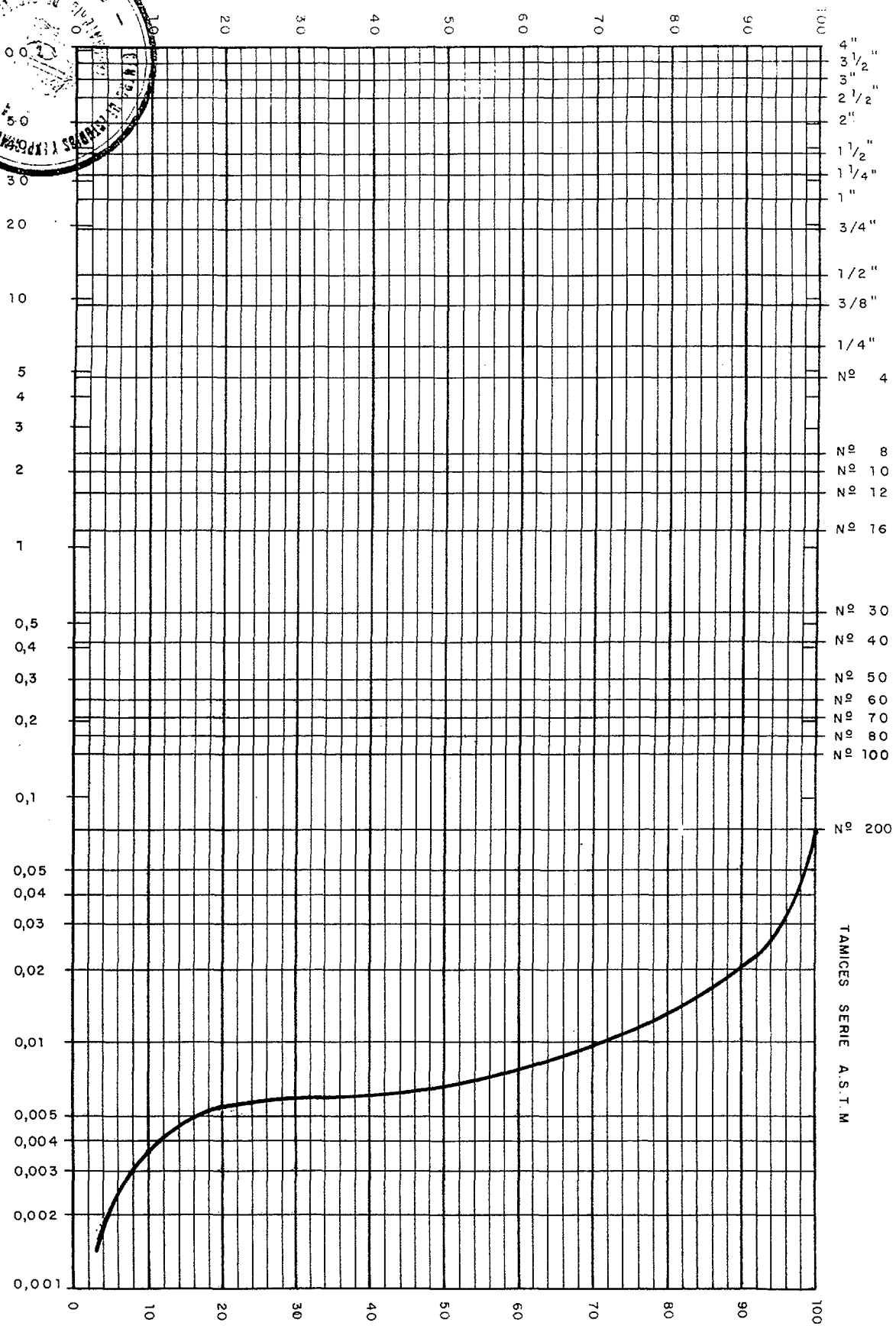
MUESTRA N.º 4934

Probeta triaxial c.u.



Tamaño de las partículas en mm

% Que pasa



OBSERVACIONES

100

% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Probeta triaxial u.u.

ESTÉRILES DE URANIO

DENOMINACION

MUESTRA N.º 4934

OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

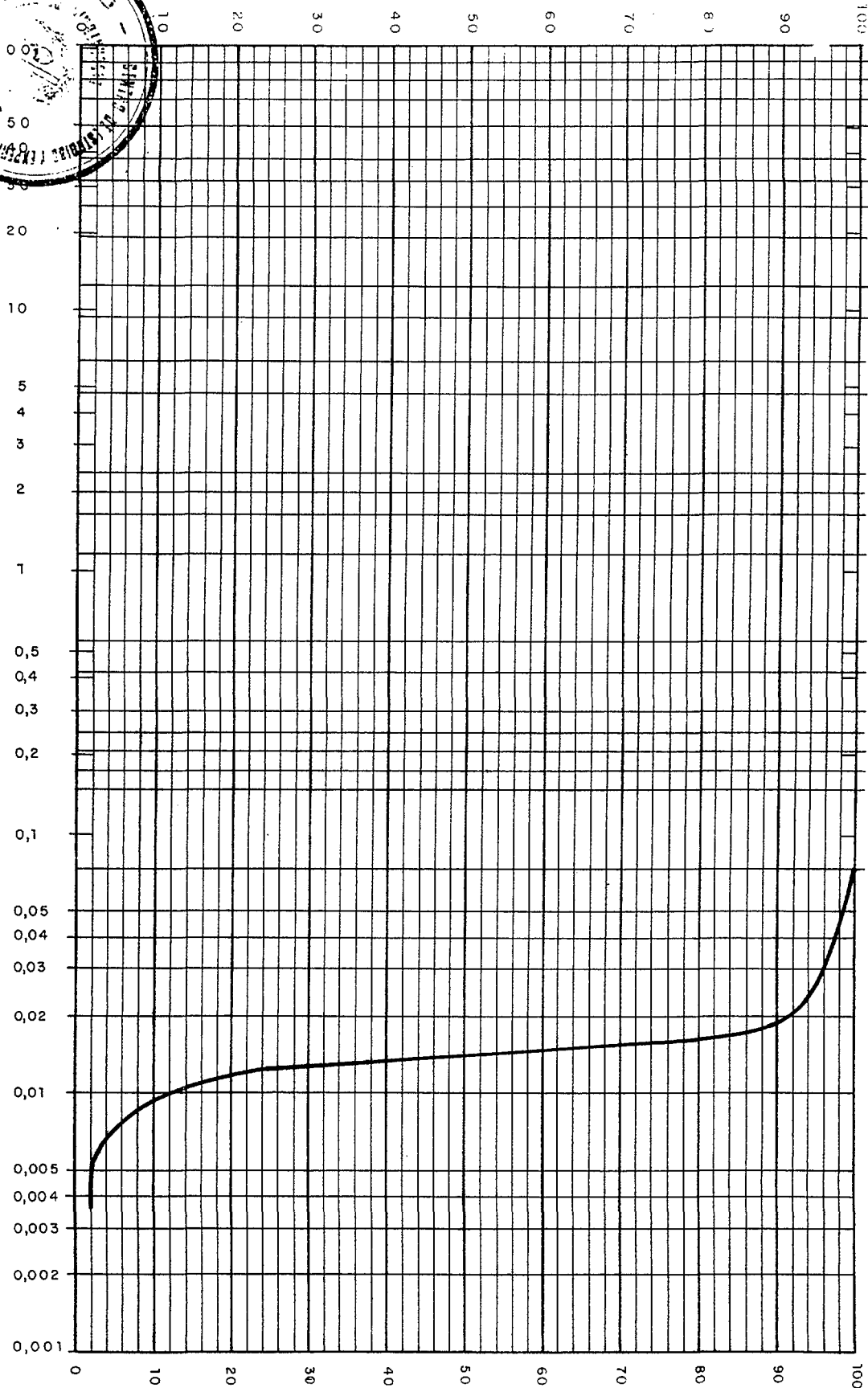
TAMICES SERIE A.S.T.M

- Nº 4
Nº 8
Nº 10
Nº 12
Nº 16
Nº 30
Nº 40
Nº 50
Nº 60
Nº 70
Nº 80
Nº 100

Nº 200 100

% Que pasa

Tamaño de las partículas en mm

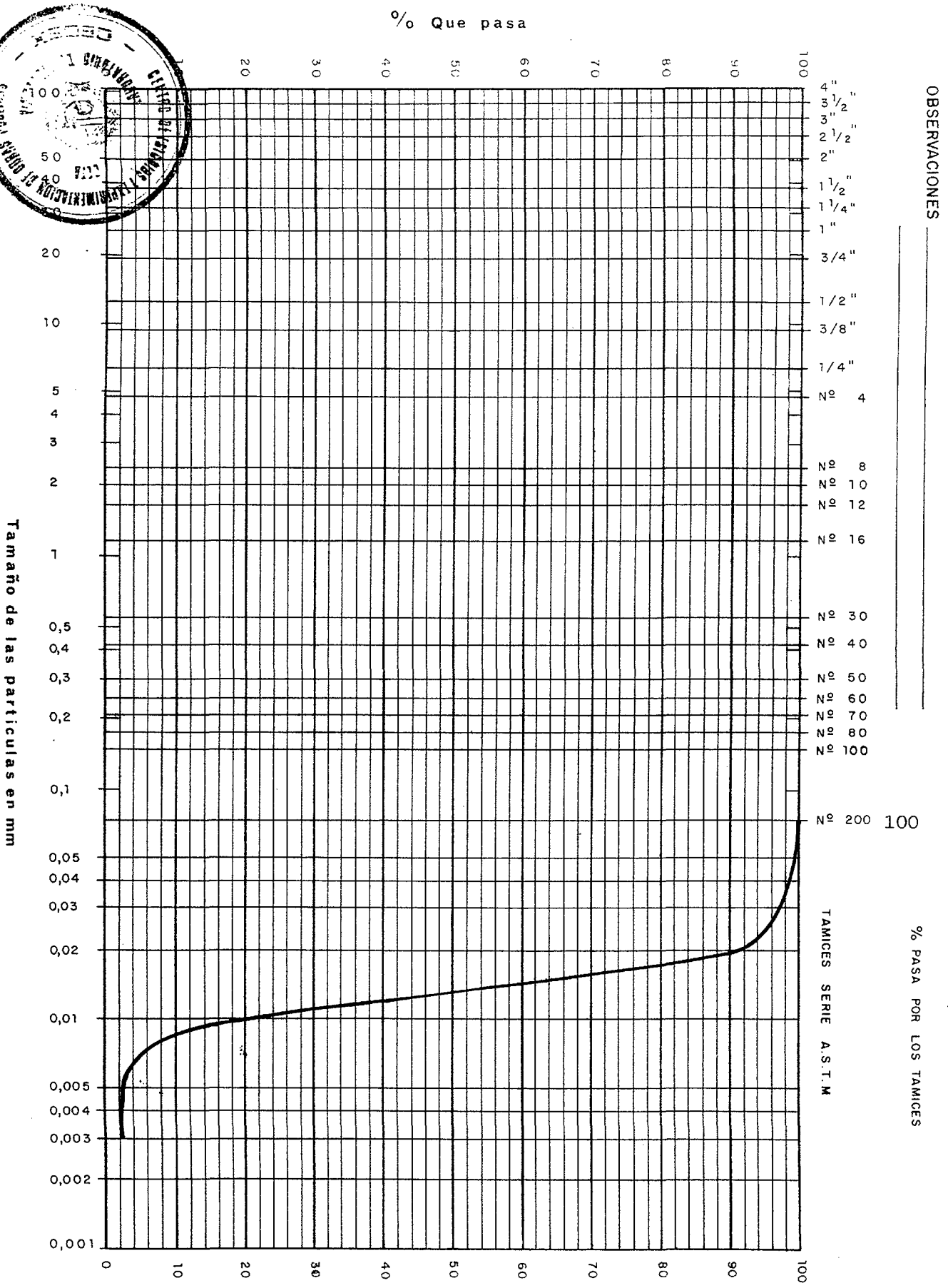
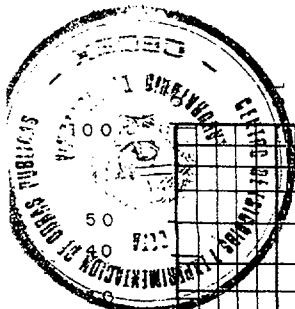


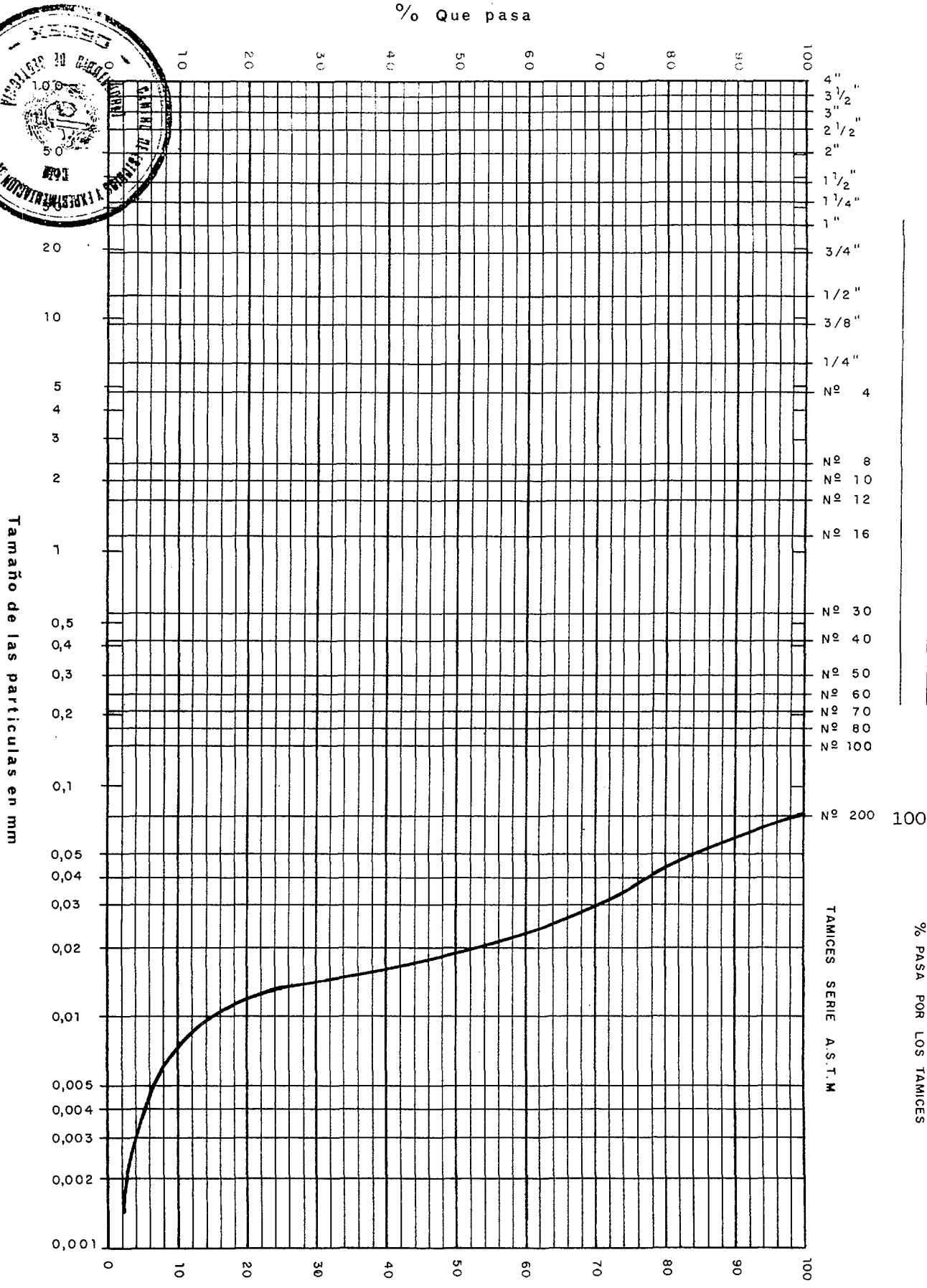
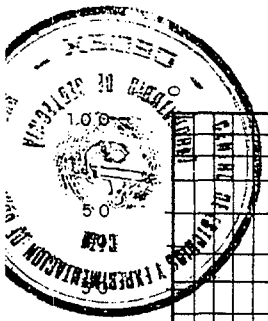
ANALISIS GRANULOMETRICO

Probeta triaxil c.u.

ESTERILES DE URANIO

MUESTRA N.º 4667





OBSERVACIONES

% PASA POR LOS TAMICES

ANALISIS GRANULOMETRICO

DENOMINACION ESTERILES DE URANIO MUESTRA N.º 4711

Probeta triaxial c.u.

% Que pasa

OBSERVACIONES

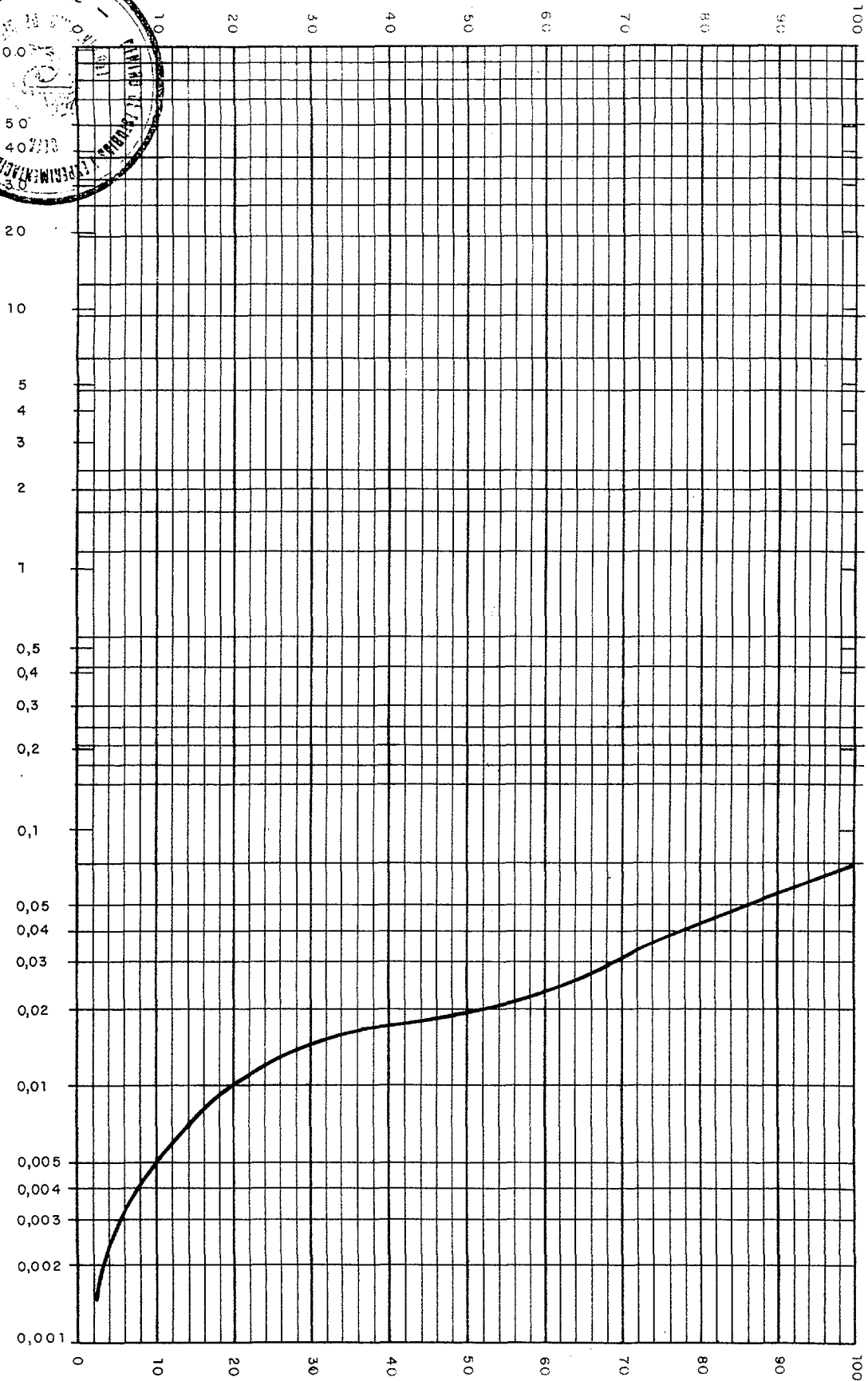
% PASA POR LOS TAMICES

TAMICES SERIE A.S.T.M

Nº 200 100

Nº 4
Nº 8
Nº 10
Nº 12
Nº 16
Nº 30
Nº 40
Nº 50
Nº 60
Nº 70
Nº 80
Nº 100

4"
3 1/2"
3"
2 1/2"
2"
1 1/2"
1 1/4"
1"
3/4"
1/2"
3/8"
1/4"



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Probeta triaxial u.u.

ESTÉRILES DE URANIO

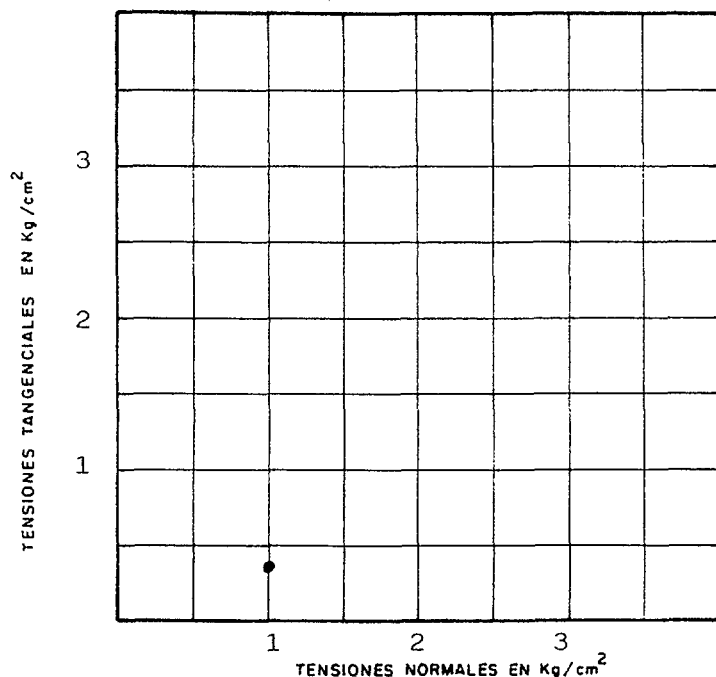
DENOMINACION

MUESTRA N.º 4711

ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO RÁPIDO CON MUESTRAS
INALTERADAS, SIN CONSOLIDACIÓN Y CON LA HUMEDAD
NATURAL**

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

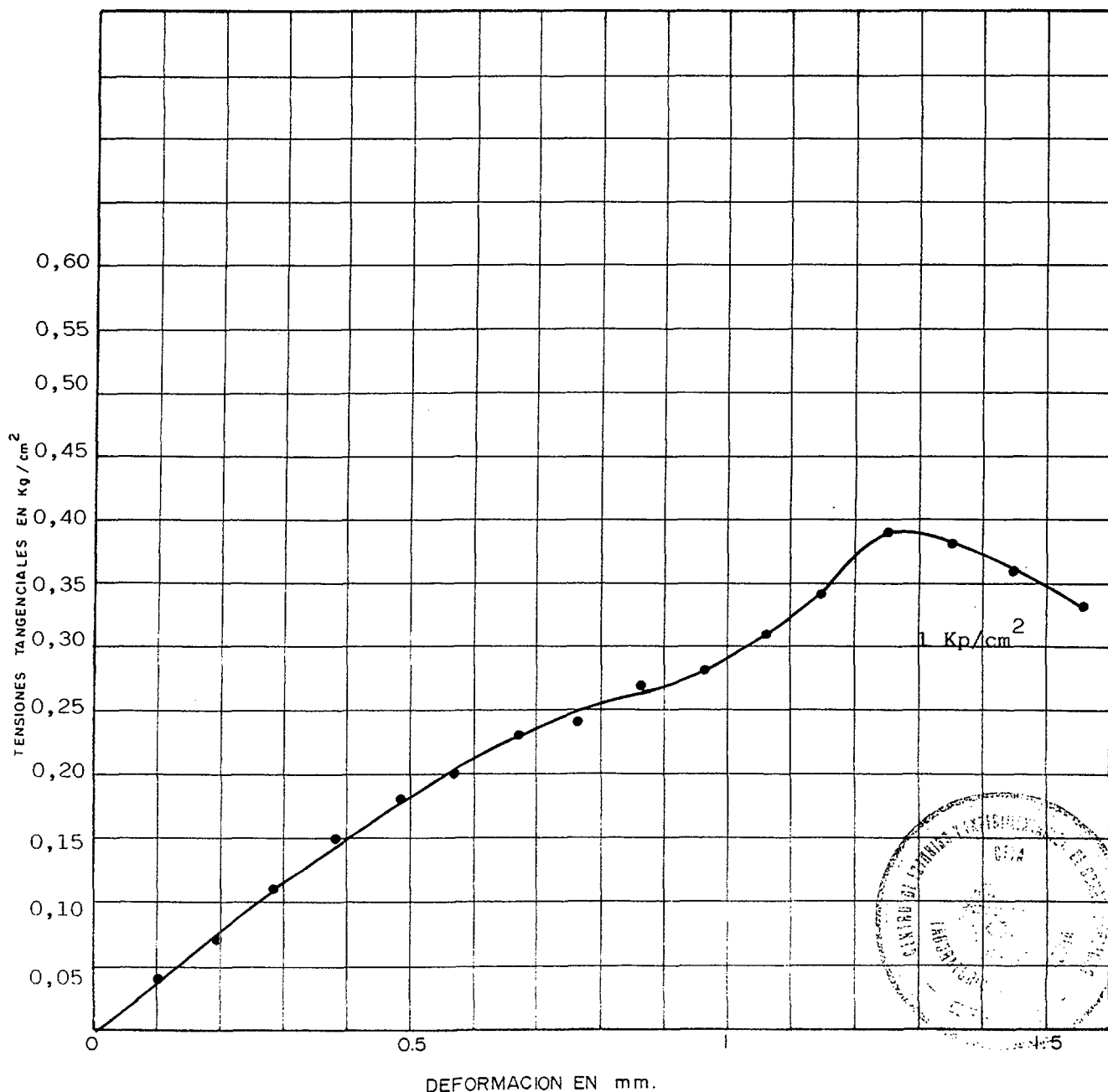


HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☐
 SATURADO ☐ NO CONS. ☒
 SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☐

SECCION 19,62 cm² VELOC. 0,335 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1		1,04	62,1	67,1
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



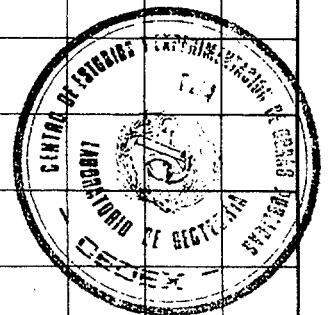
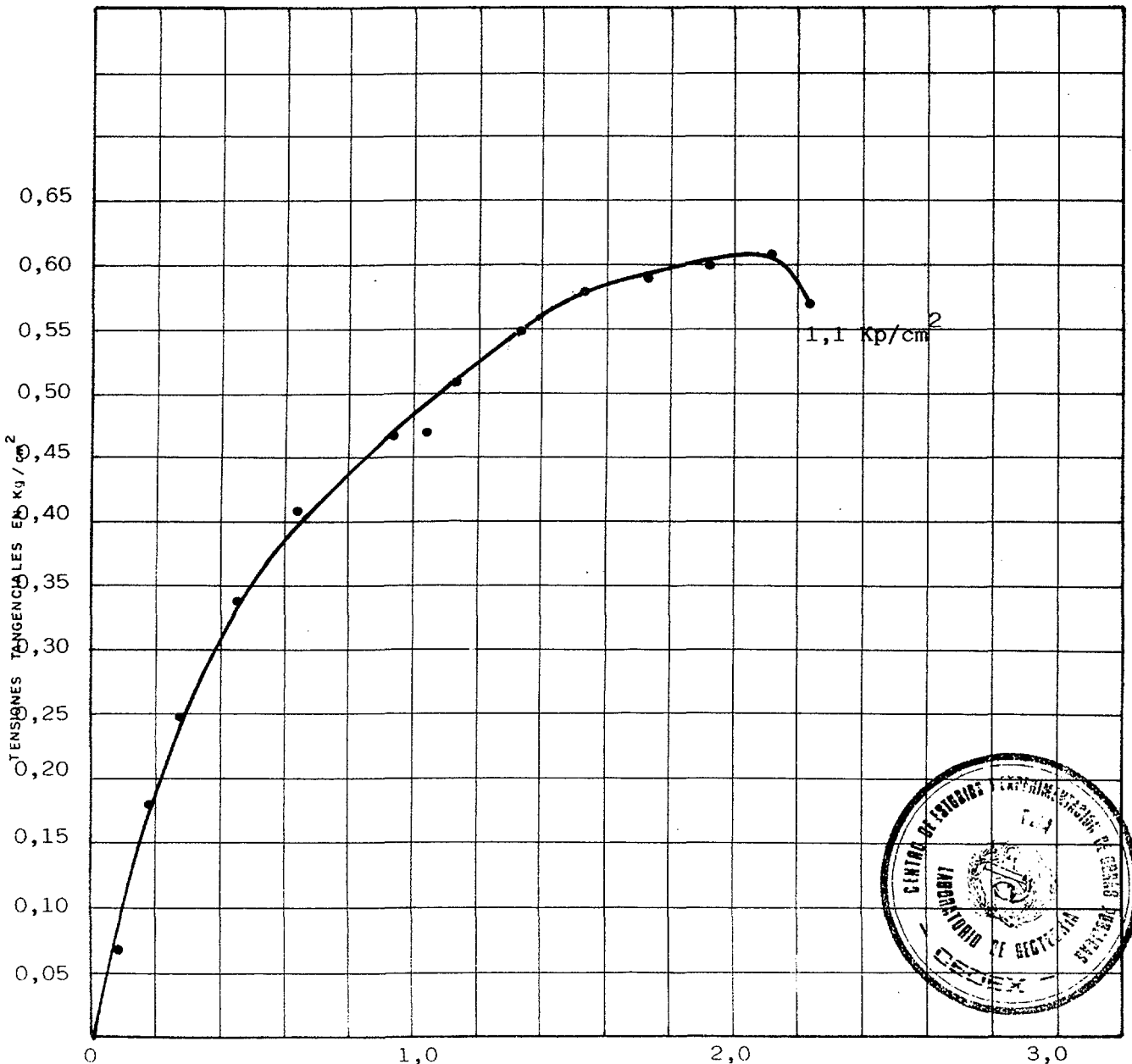
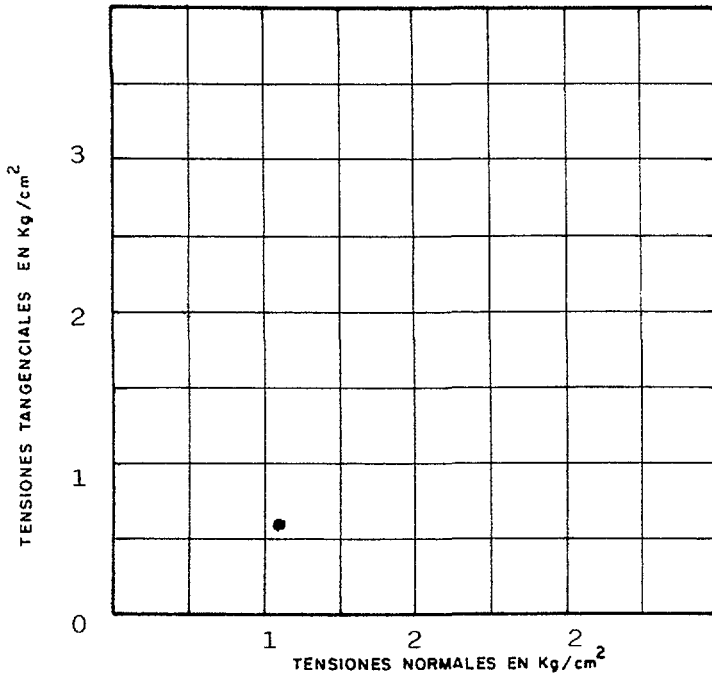
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☐
 SATURADO ☐ NO CONS. ☒
 SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☐

SECCION $19,62 \text{ cm}^2$ VELOC. $0,335 \text{ mm/min}$

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1		1,32	39,7	37,8
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



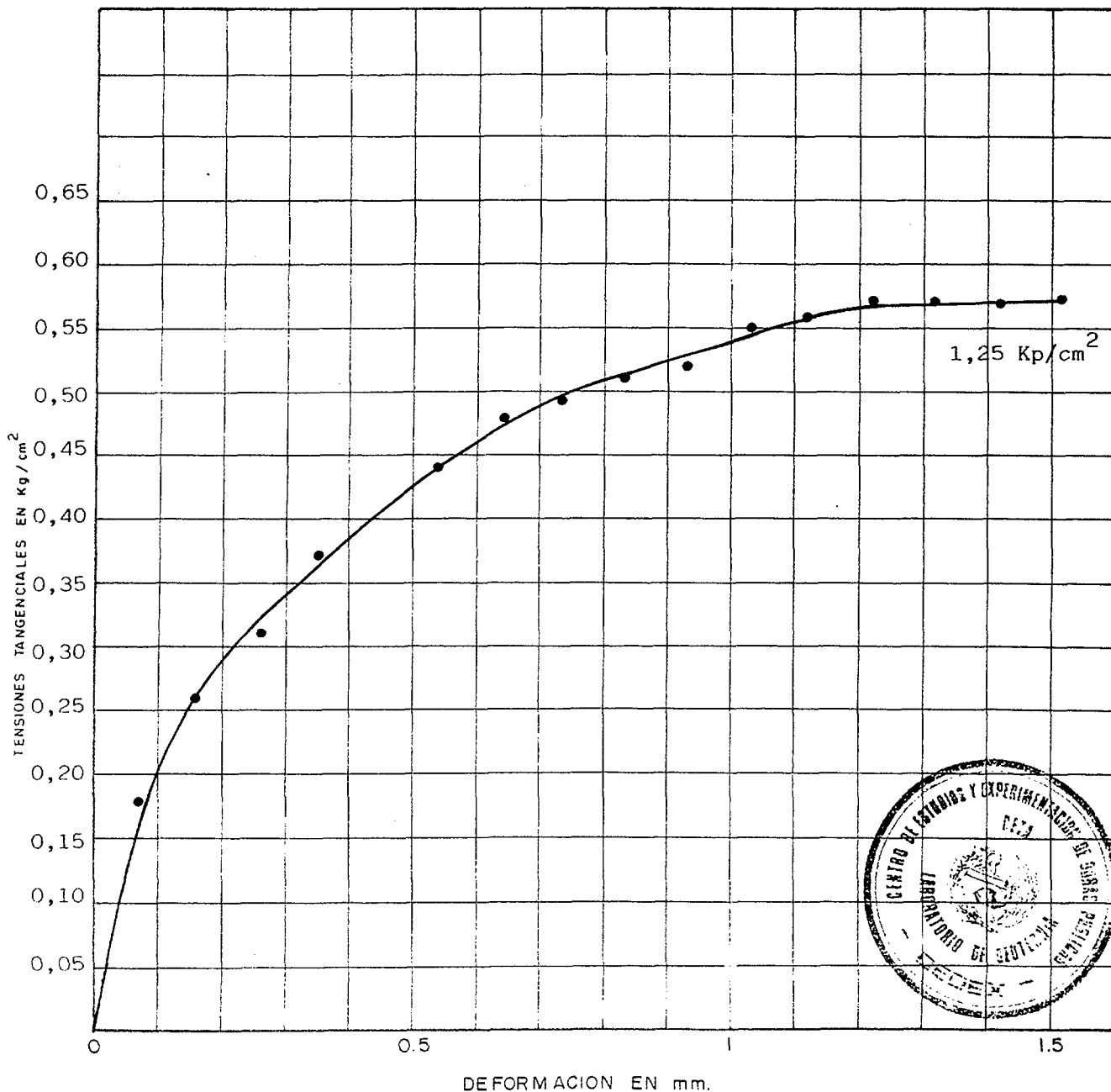
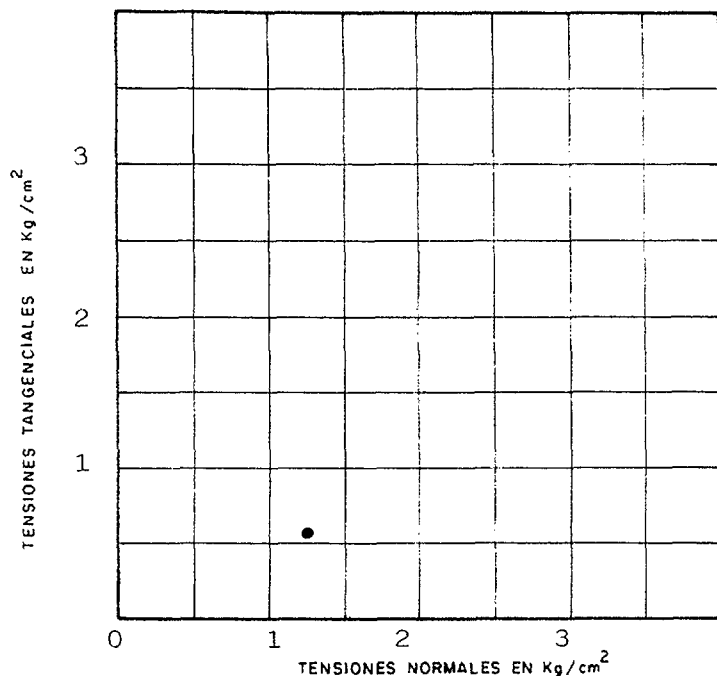
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☐
SATURADO ☐ NO CONS. ☒
SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☐

SECCION $19,62 \text{ cm}^2$ VELOC. $0,335 \text{ mm/min}$

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1		1,10	61,2	51,4
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO

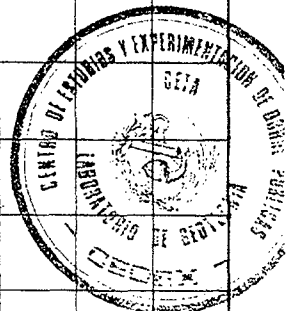
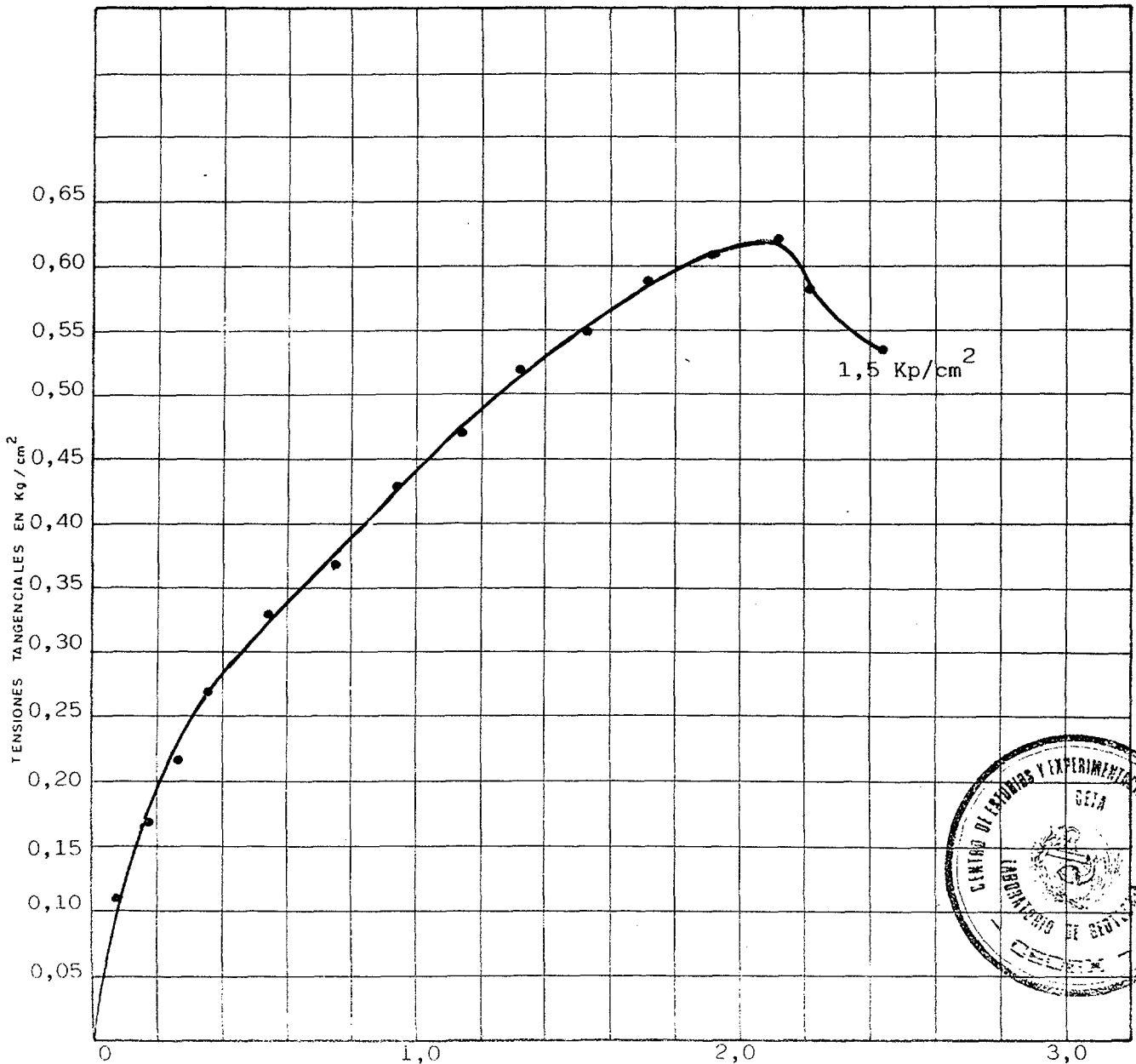
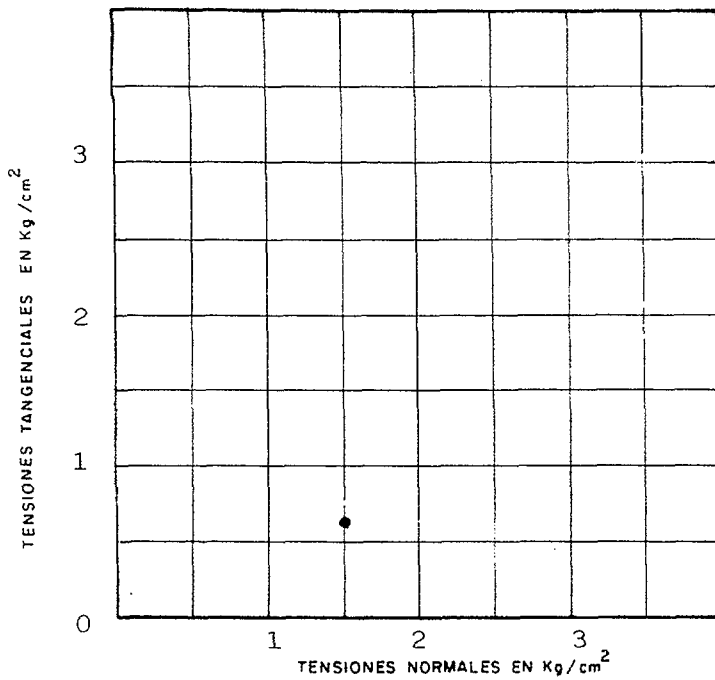


ENSAYO DE CORTE DIRECTO

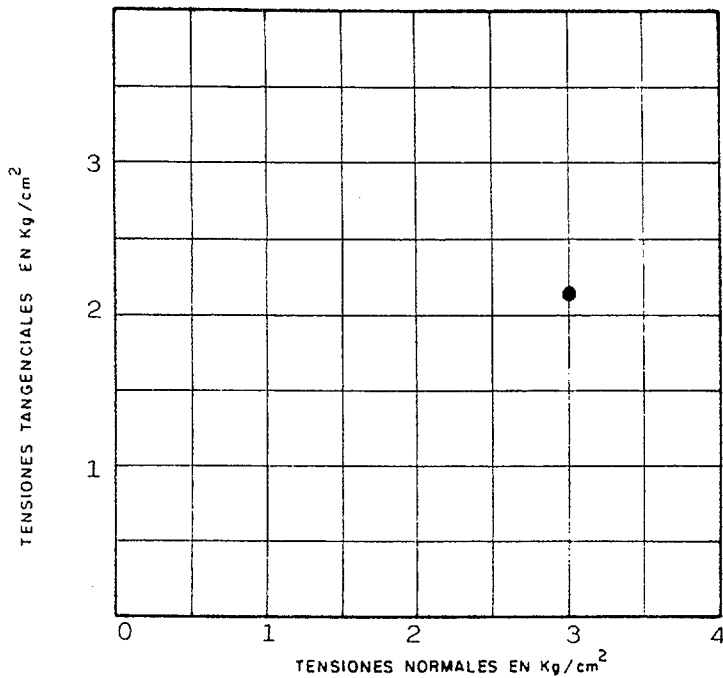
HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☐SATURADO ☐ NO CONS. ☒SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☐SECCION $19,62 \text{ cm}^2$ VELOC. $0,335 \text{ mm/min}$

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1		1,04	62,6	57,4
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

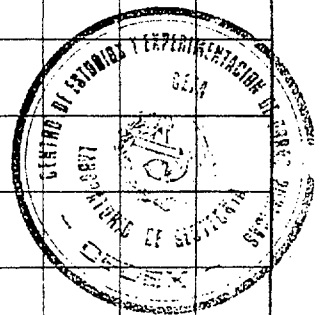
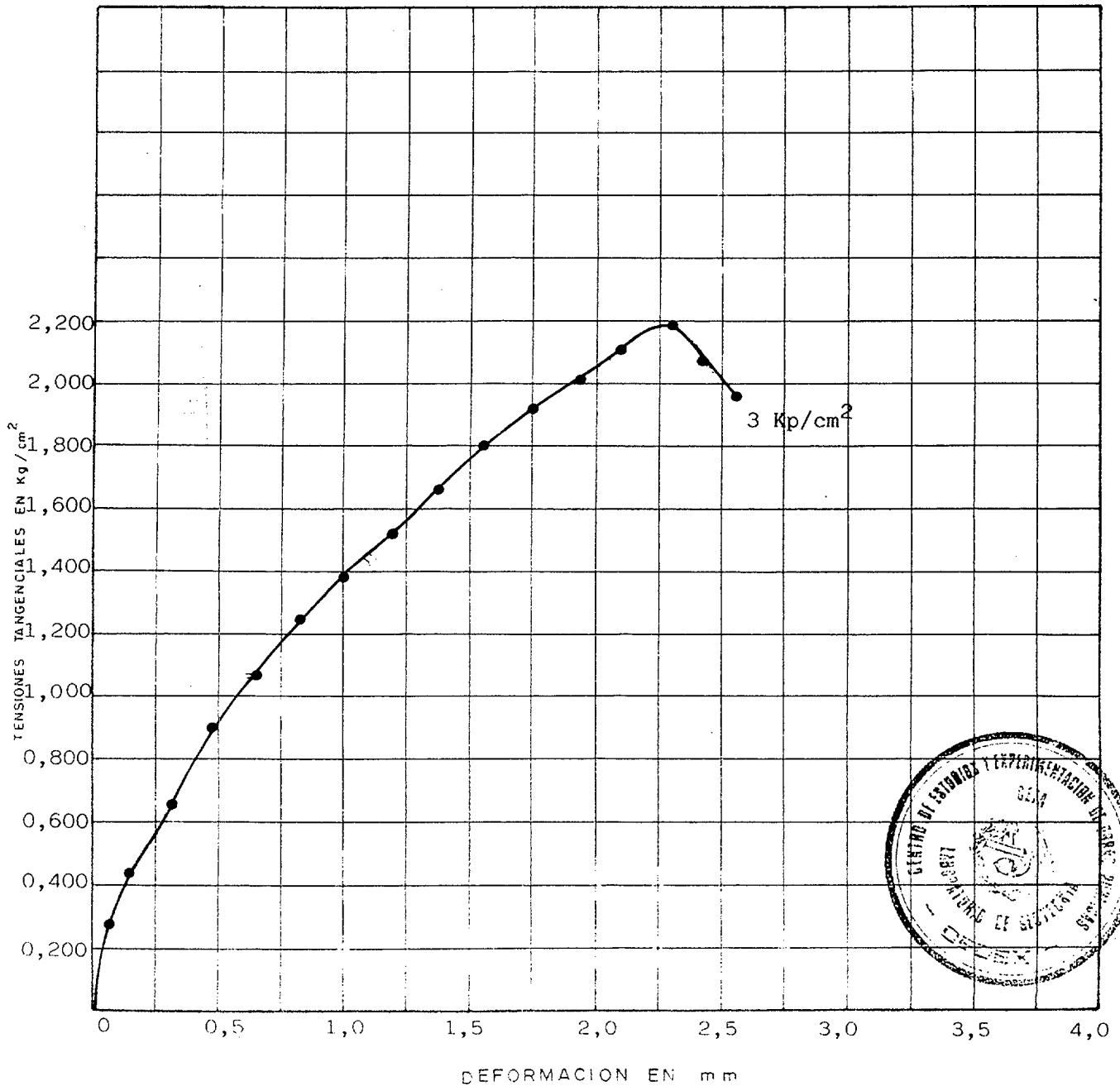


HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☐
SATURADO ☐ NO CONS. ☒
SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☐

SECCION $19,62 \text{ cm}^2$ VELOC. $0,335 \text{ mm/min.}$

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,13		36,7	33,7
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



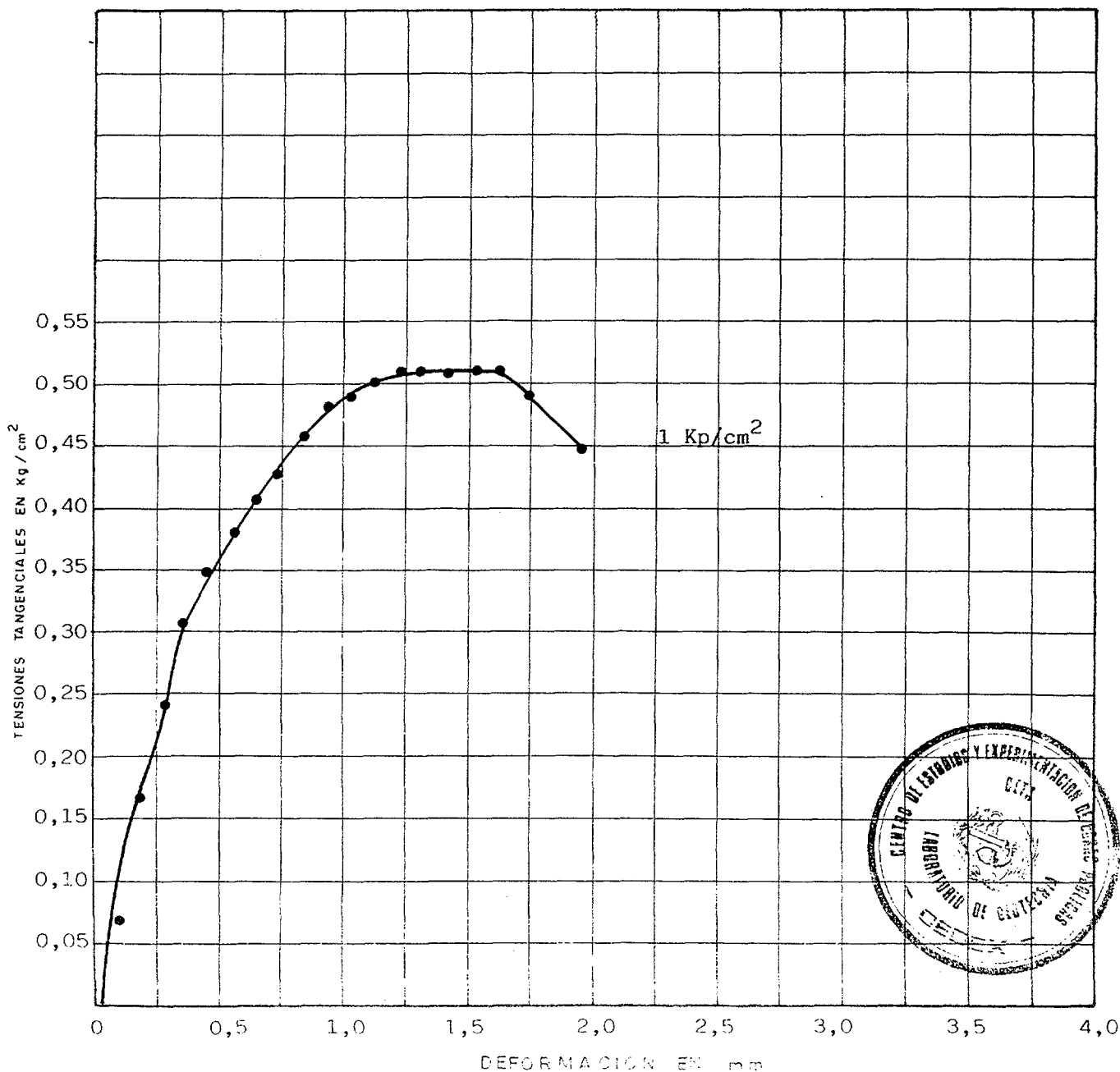
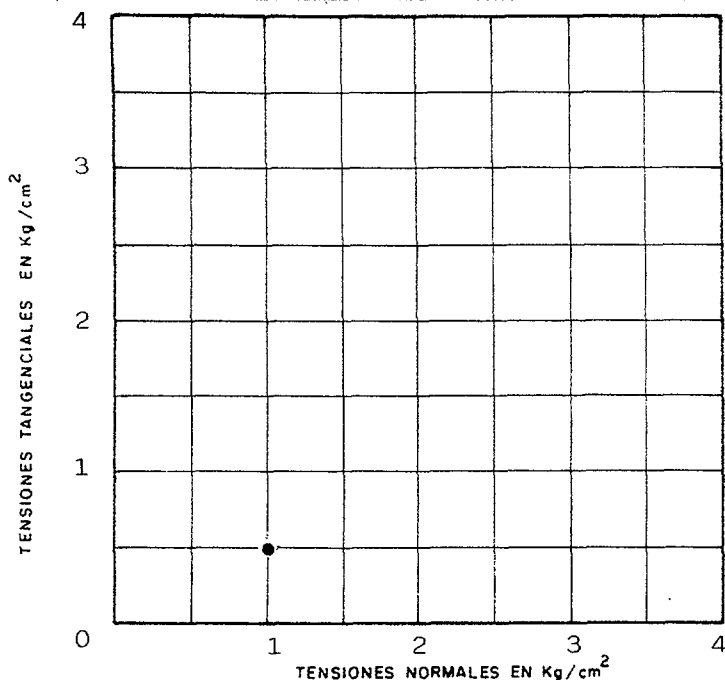
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☐
 SATURADO ☐ NO CONS. ☒
 SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☐

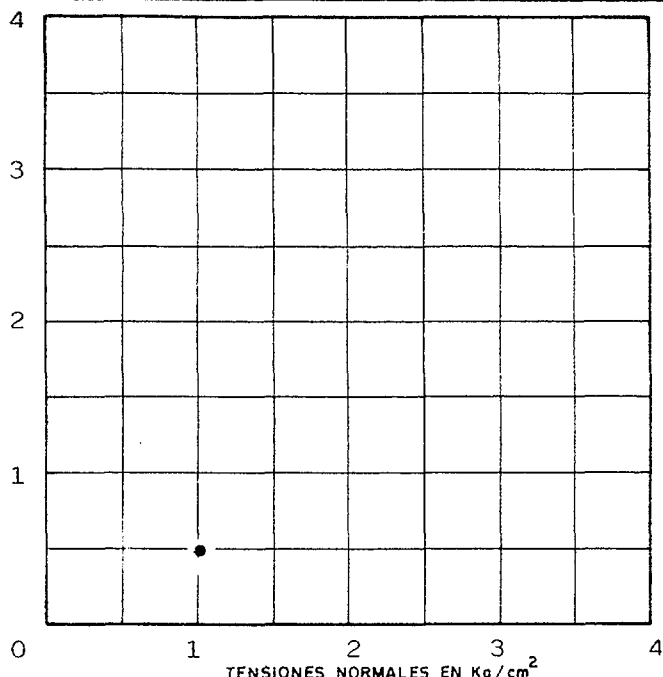
SECCION 19,62 cm² VELOC. 0,335 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,02		66,0	64,7
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

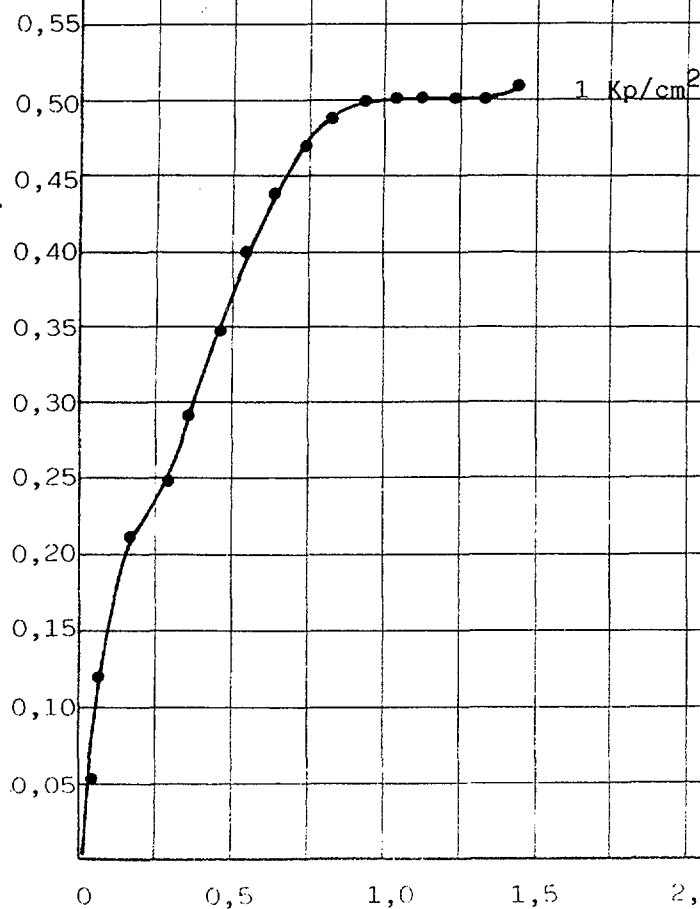
TENSIONES TANGENCIALES EN Kg/cm²

HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☐
SATURADO ☐ NO CONS. ☒
SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☐

SECCION 19,62 cm² VELOC. 0,335 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	0,72		103,4	111,6
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO

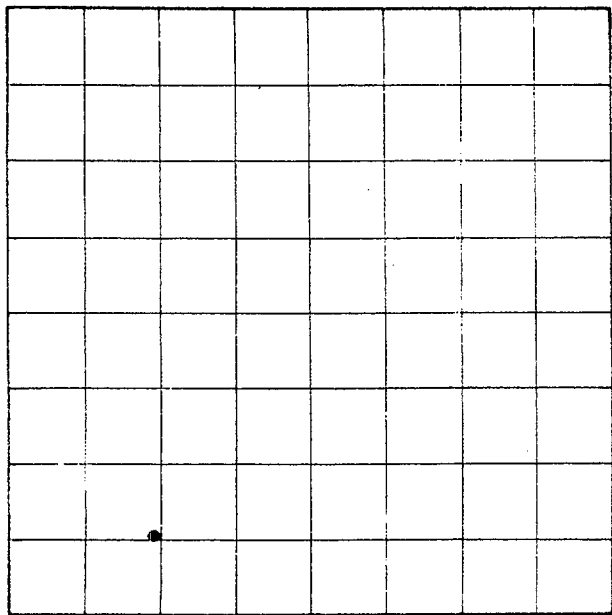
TENSIONES TANGENCIALES EN Kg/cm²

**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO RÁPIDO CON MUESTRAS
INALTERADAS, CONSOLIDADAS Y SUMERGIDAS**

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

TENSIONES TANGENCIALES EN Kg/cm²

3
2
1
0



1 2 3
TENSIONES NORMALES EN Kg/cm²

HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☒
SATURADO ☐ NO CONS. ☐
SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☐

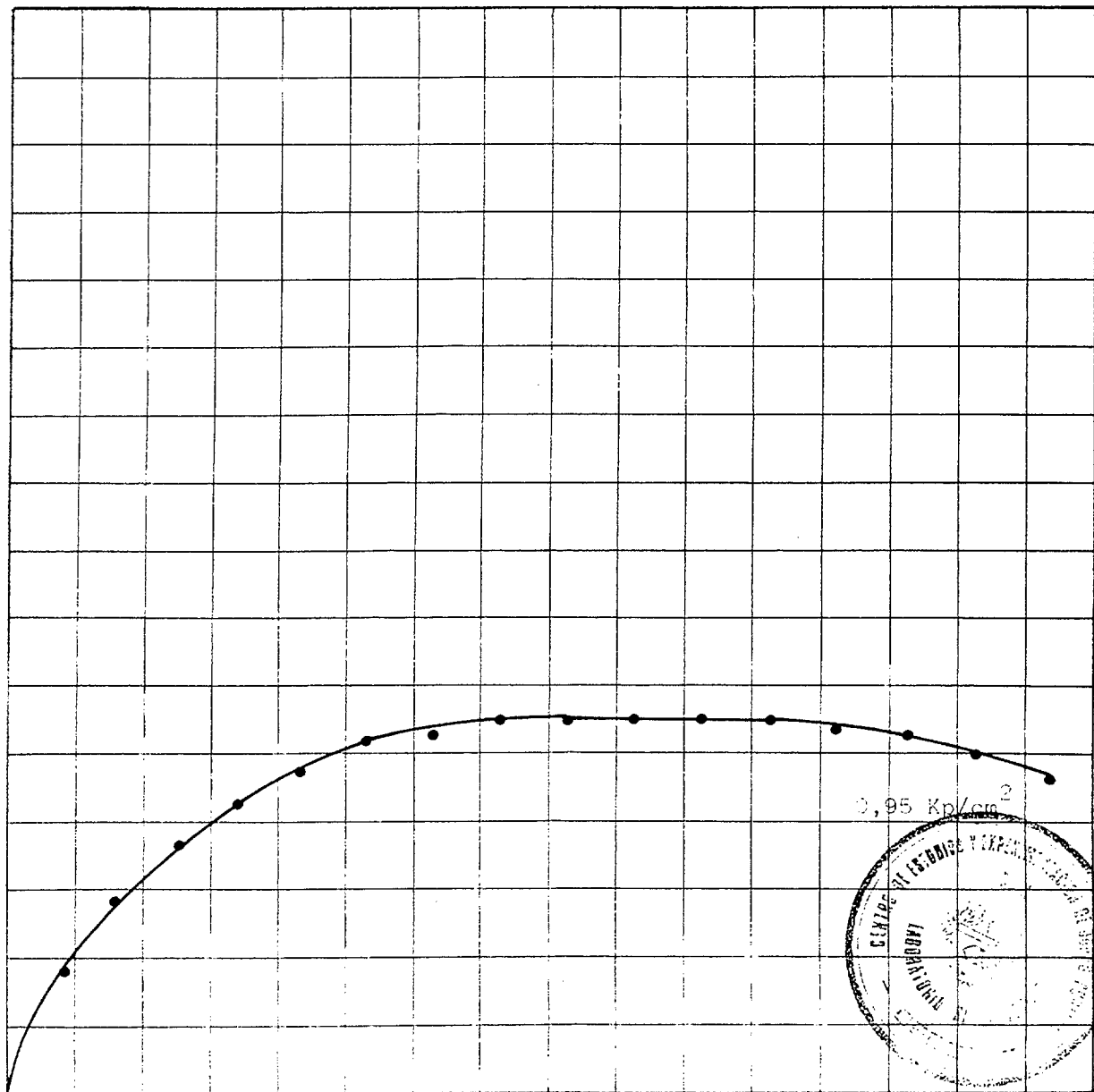
SECCION 19,62 cm² VELOC. 0,335 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1		1,04	61,3	73,7
2				
3				

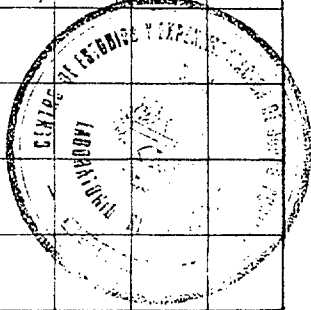
● RESISTENCIA DE PICO

TENSIONES TANGENCIALES EN Kg/cm²

0,60
0,40
0,20



0,95 Kg/cm²



0,20 0,40 0,60 0,80 1,00 1,20 1,40 1,60

DEFORMACION EN mm

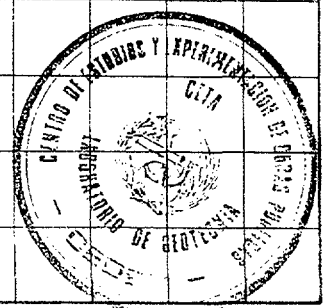
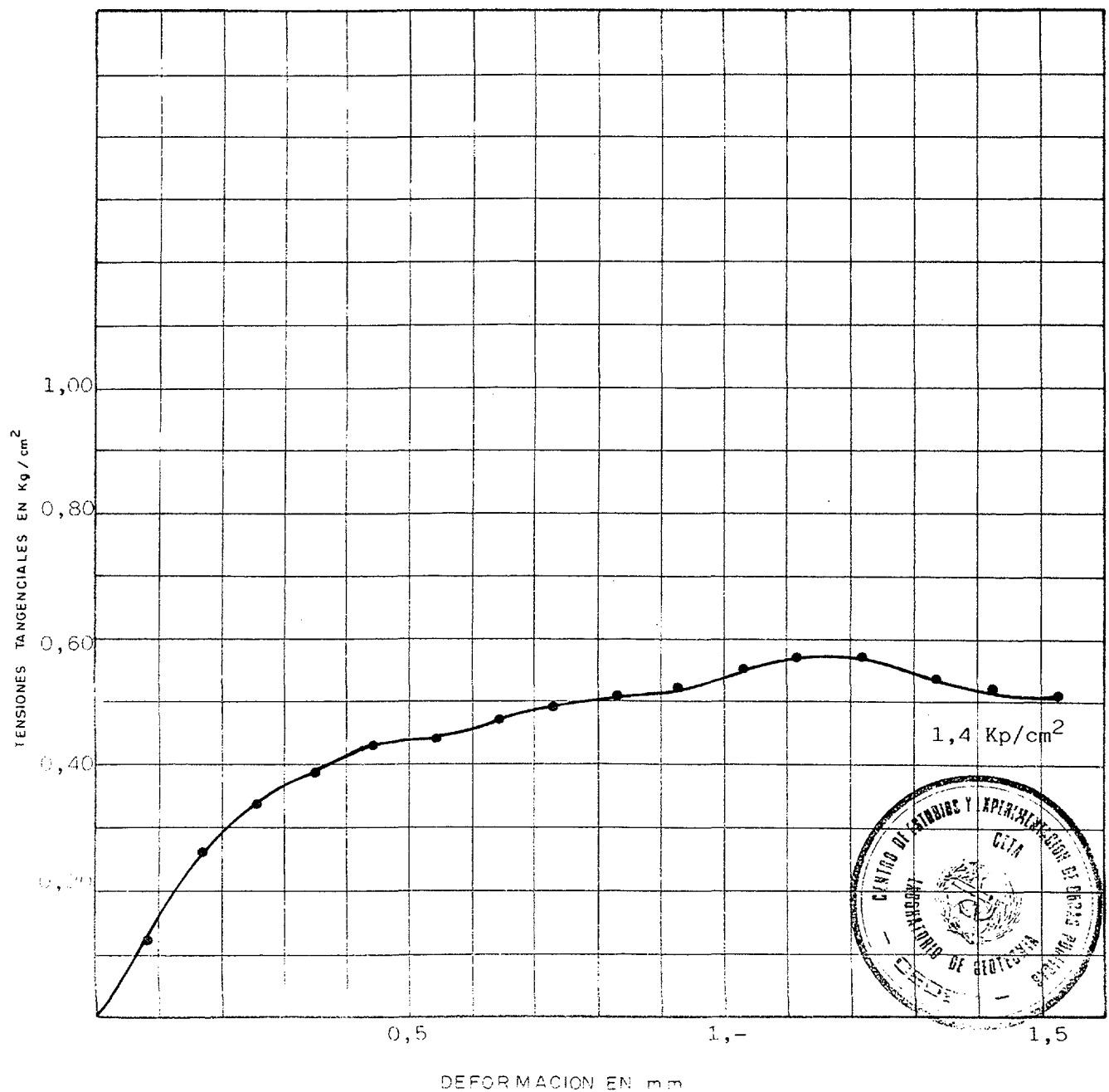
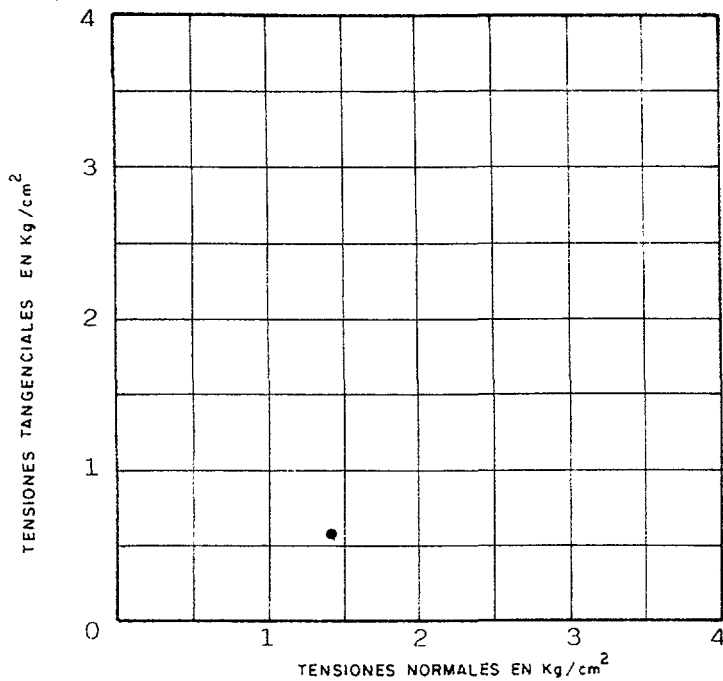
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☒
SATURADO ☐ NO CONS. ☐
SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☐

SECCION 19,62 cm² VELOC. 0,335 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	0,97		67,2	74,6
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



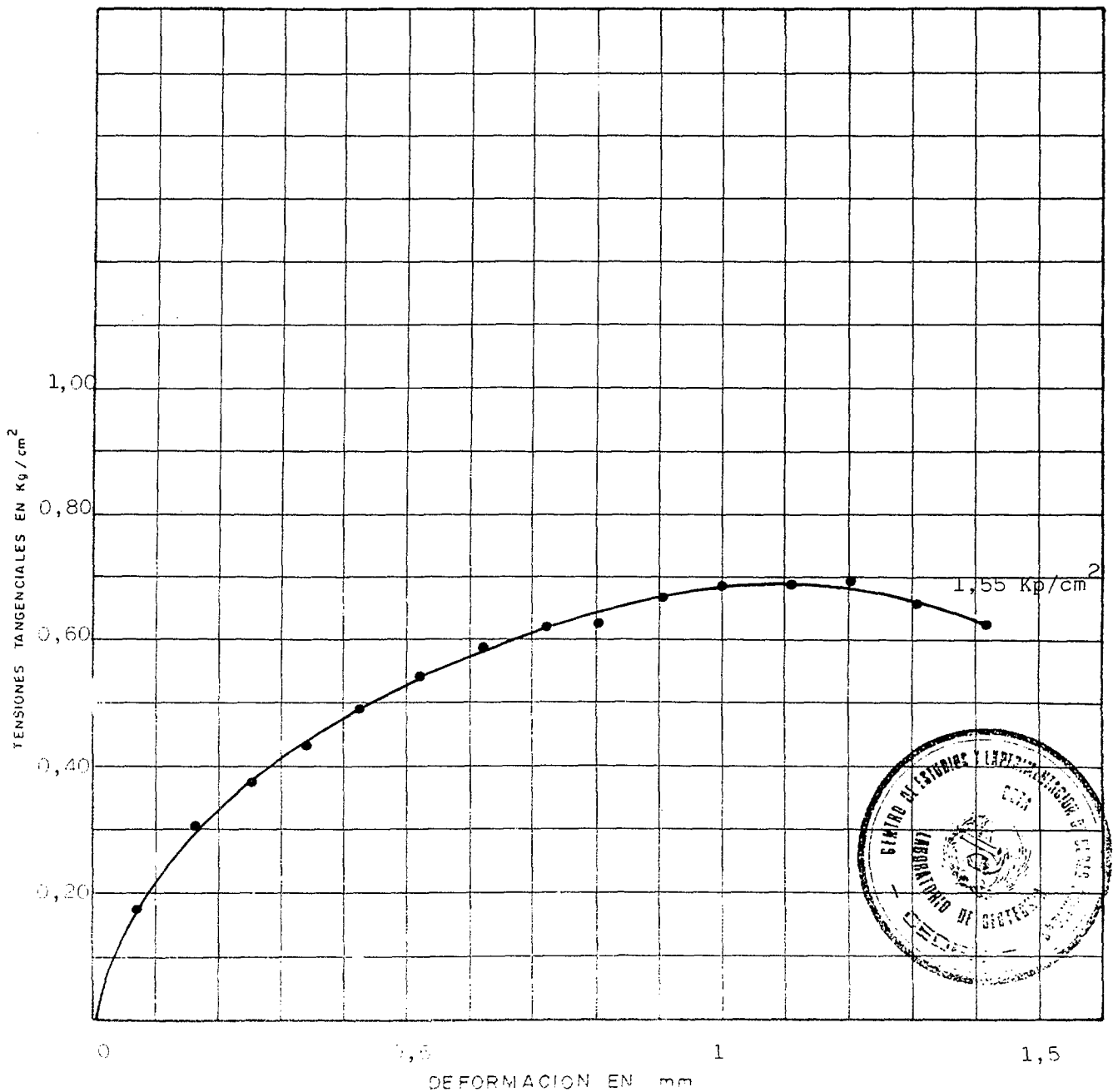
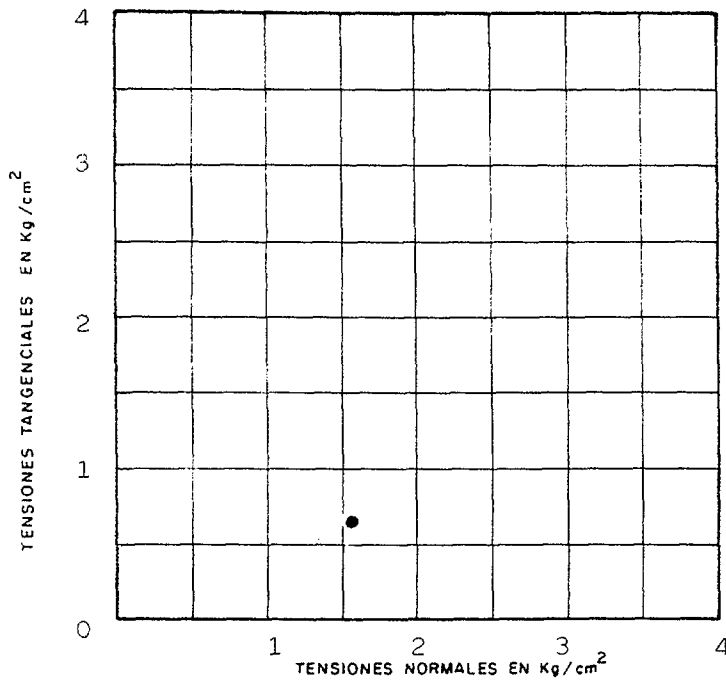
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

HUM. NATURAL ☒ CONSOLID. ☒
SATURADO ☐ NO CONS. ☐
SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☐

SECCION 19,62 cm² VELOC. 0,335 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1		1,03	64,8	62,8
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



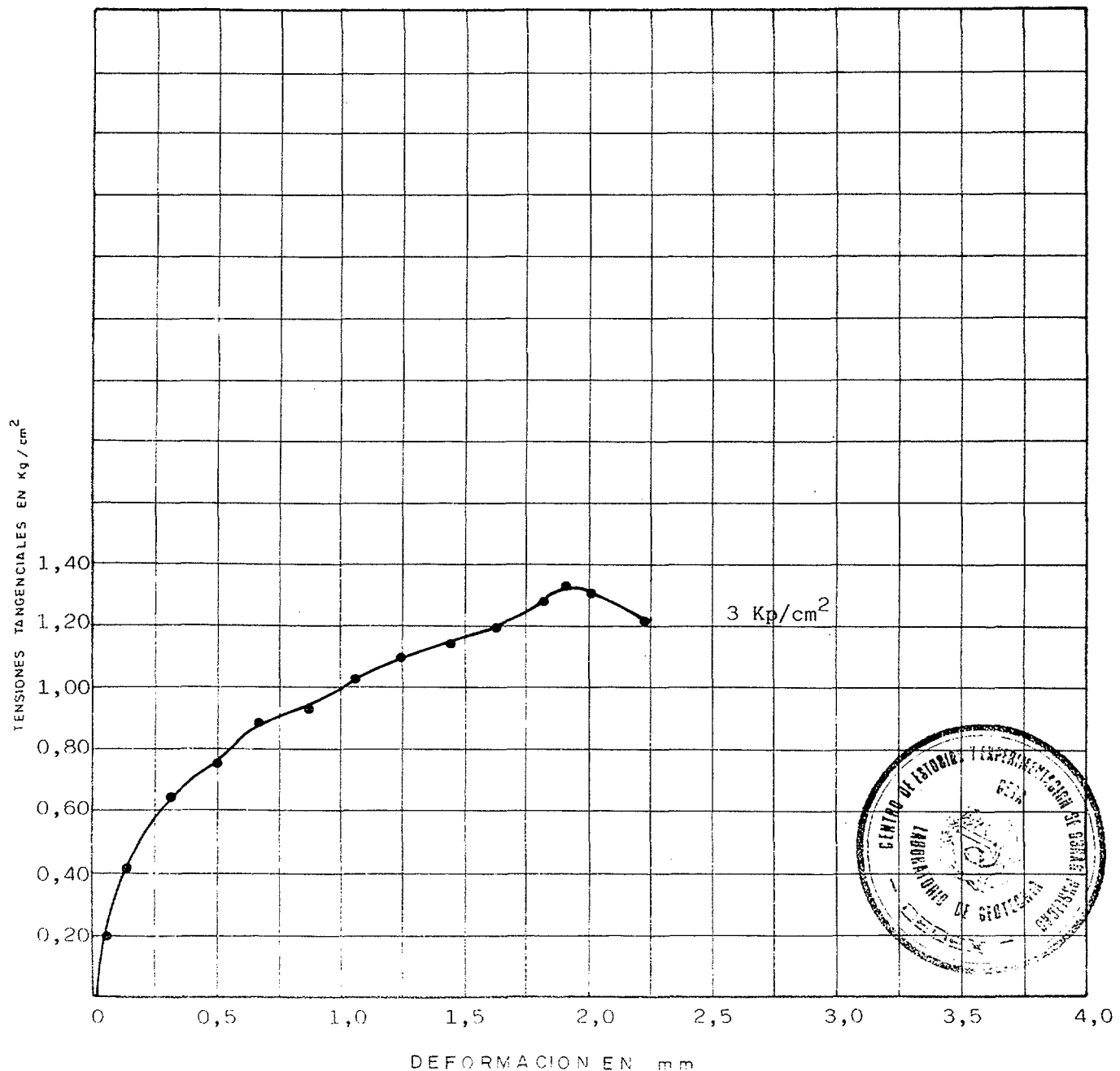
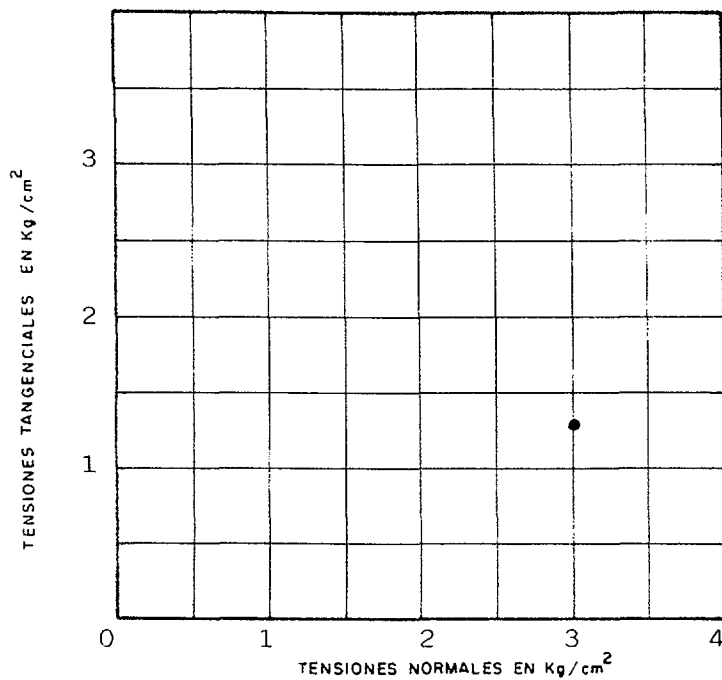
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☒
SATURADO ☐ NO CONS. ☐
SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☐

SECCION 19,62 VELOC. 0,335 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,24		46,6	40,4
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



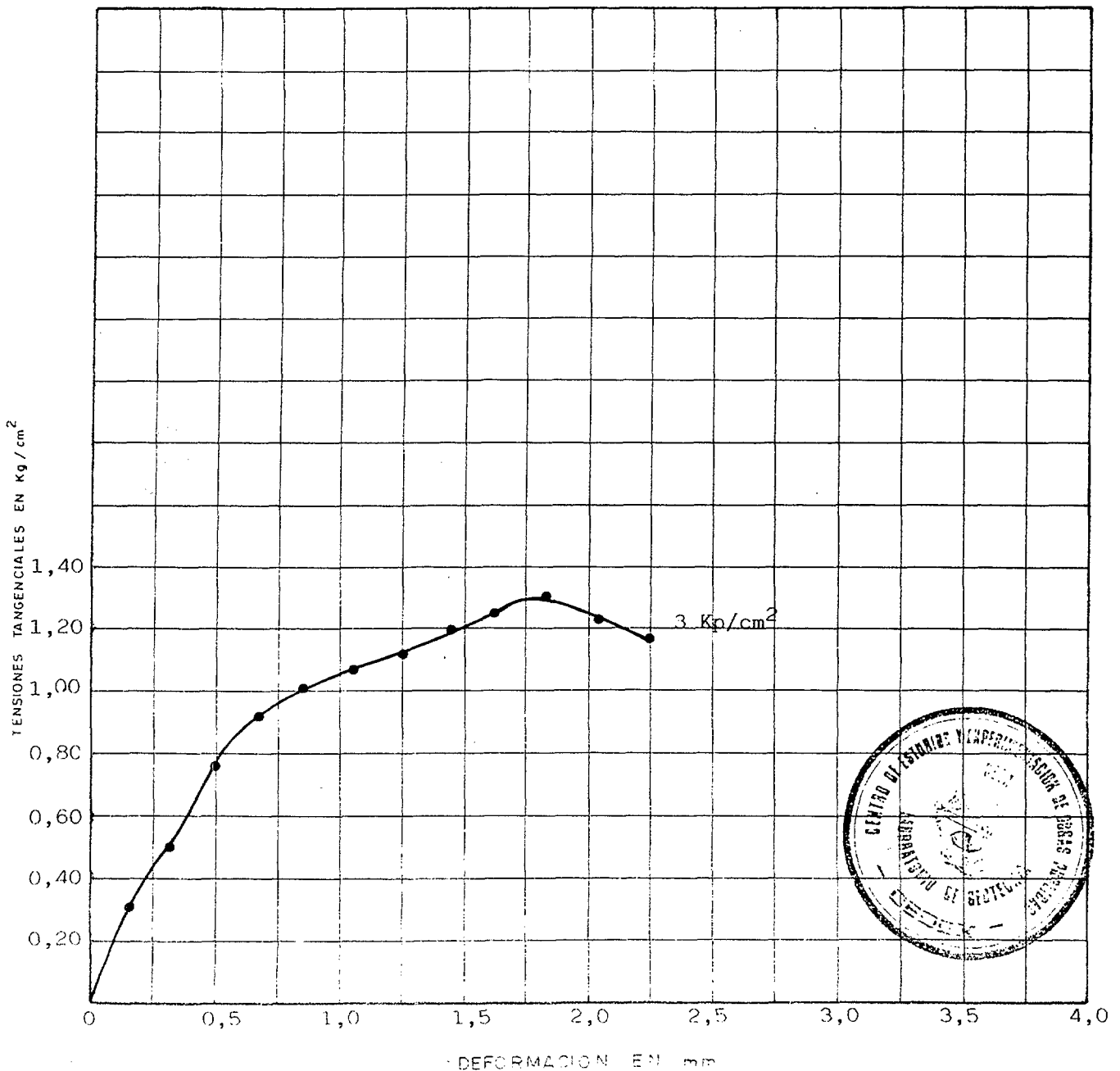
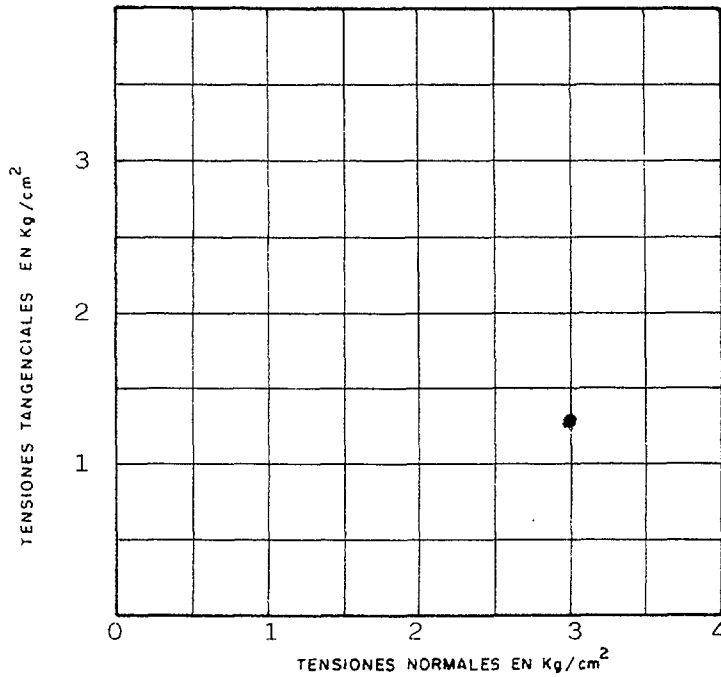
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☒
SATURADO ☐ NO CONS. ☐
SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☐

SECCION $19,625 \text{ cm}^2$ VELOC. $0,335 \text{ mm/min}$

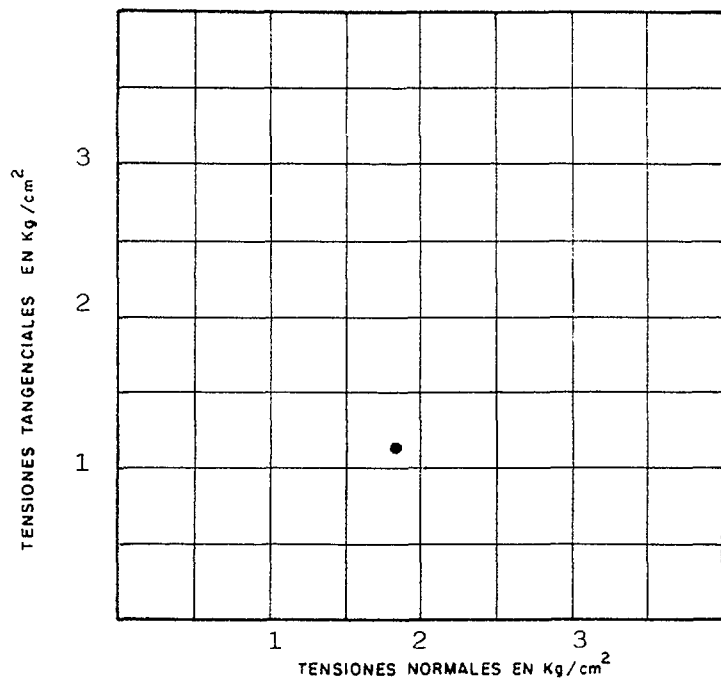
PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	0,99		65,4	57
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO RÁPIDO CON MUESTRAS
DE ARENA REMOLDEADA A DENSIDAD Y HUMEDAD
DETERMINADAS**

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

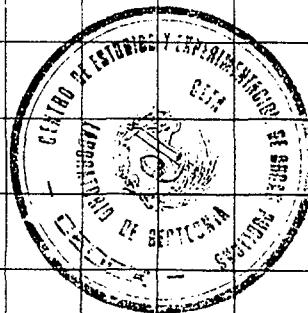
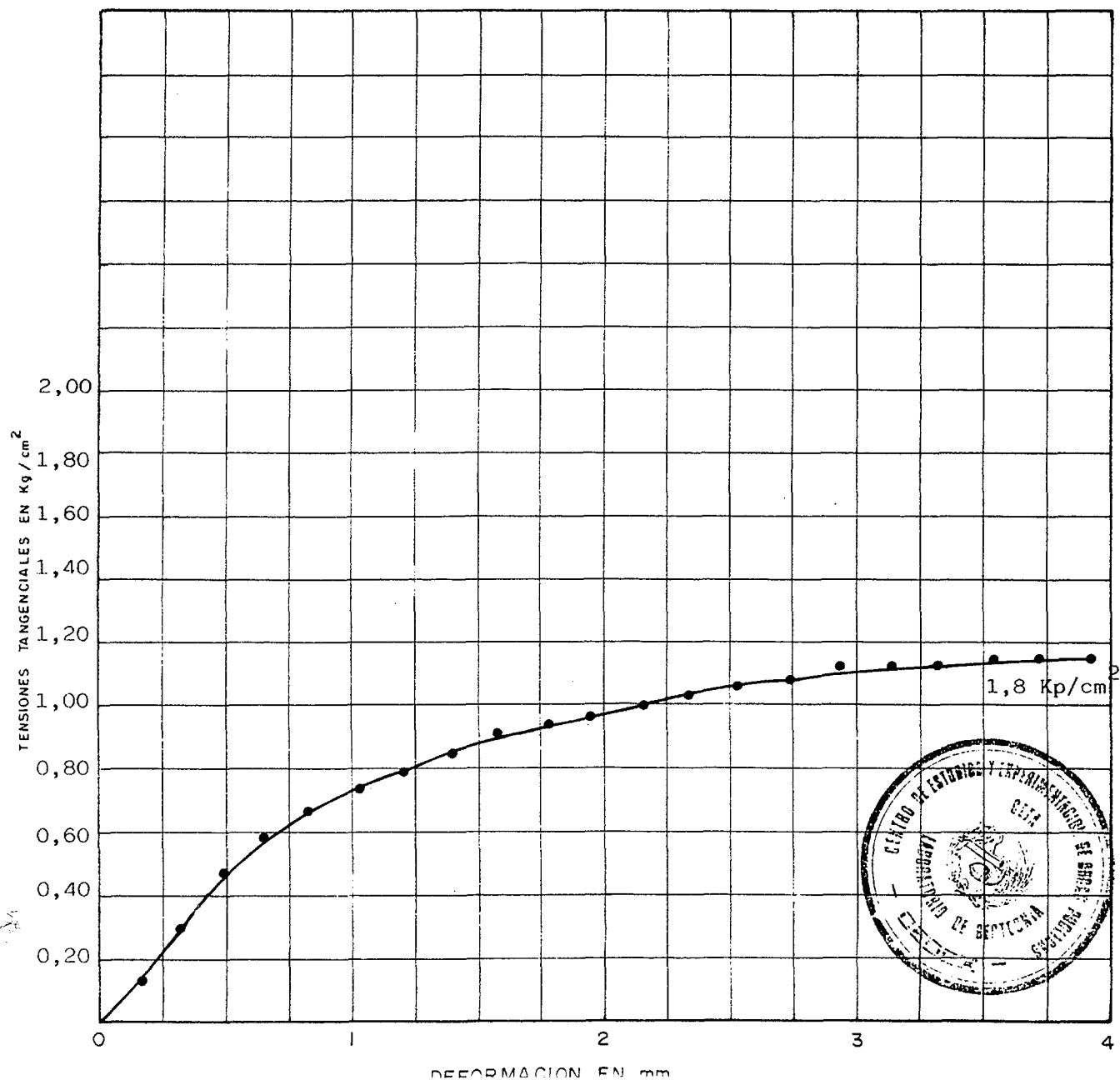


HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☐
SATURADO ☐ NO CONS. ☒
SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☒

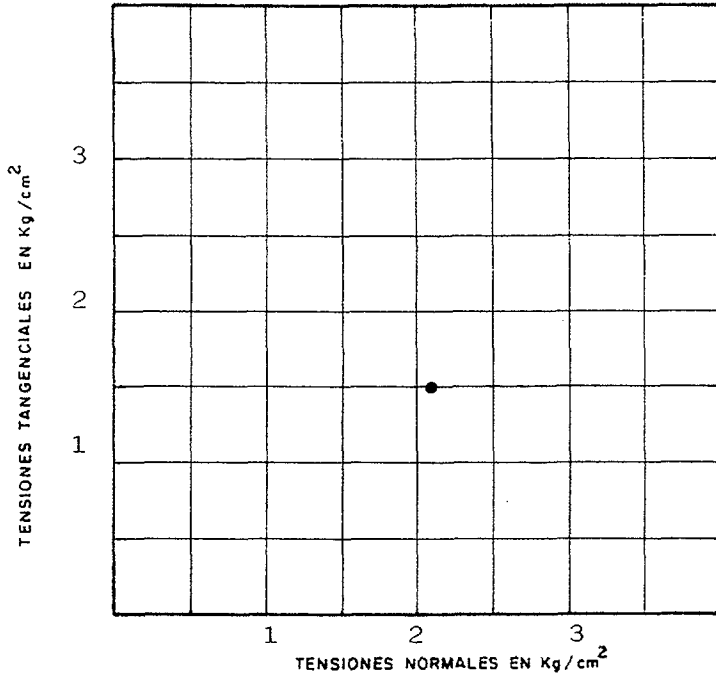
SECCION 36 cm^2 VELOC. $0,0678 \text{ mm/min}$

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,48		28,5	24,5
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

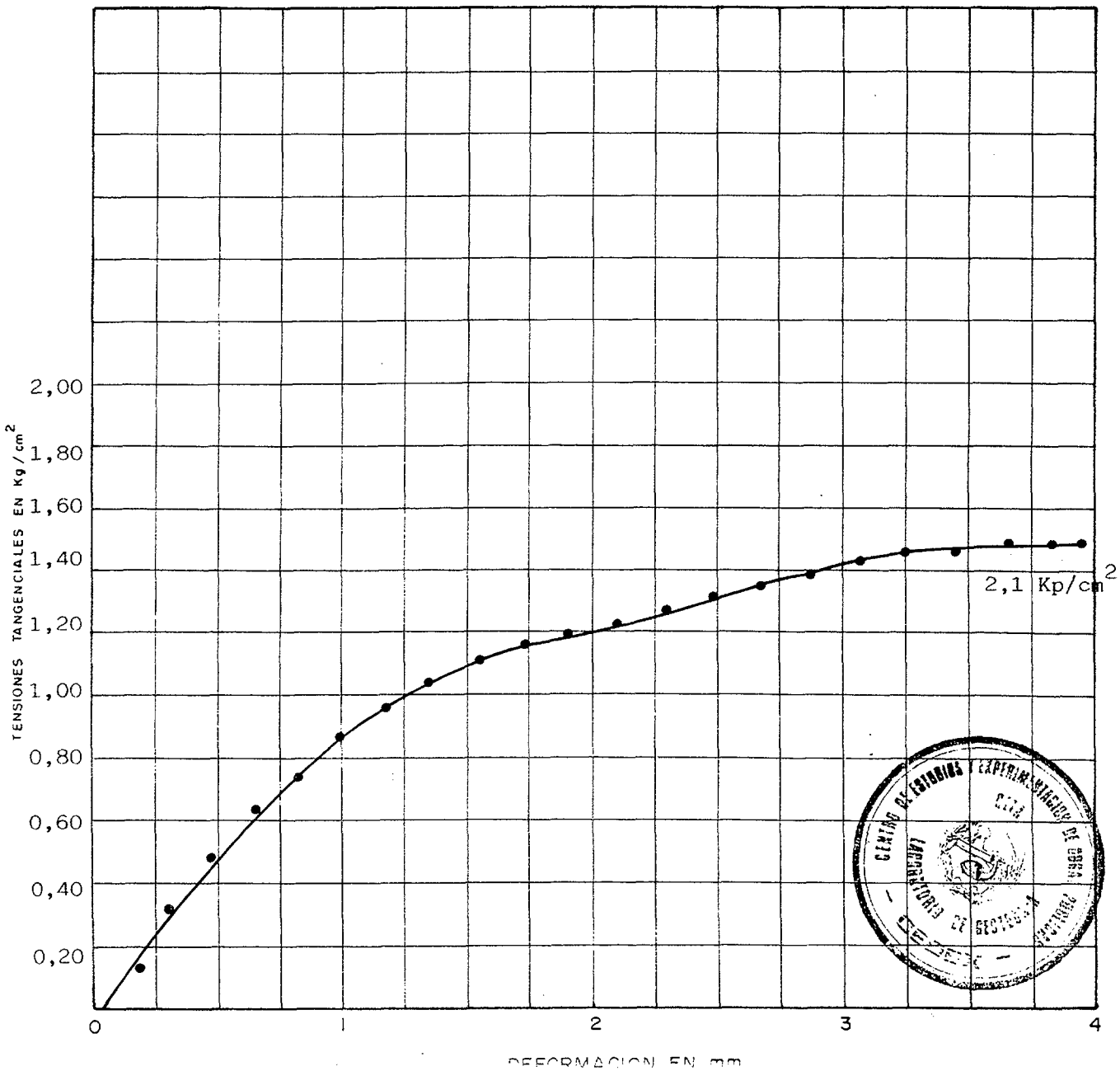


HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☐
 SATURADO ☐ NO CONS. ☒
 SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☒

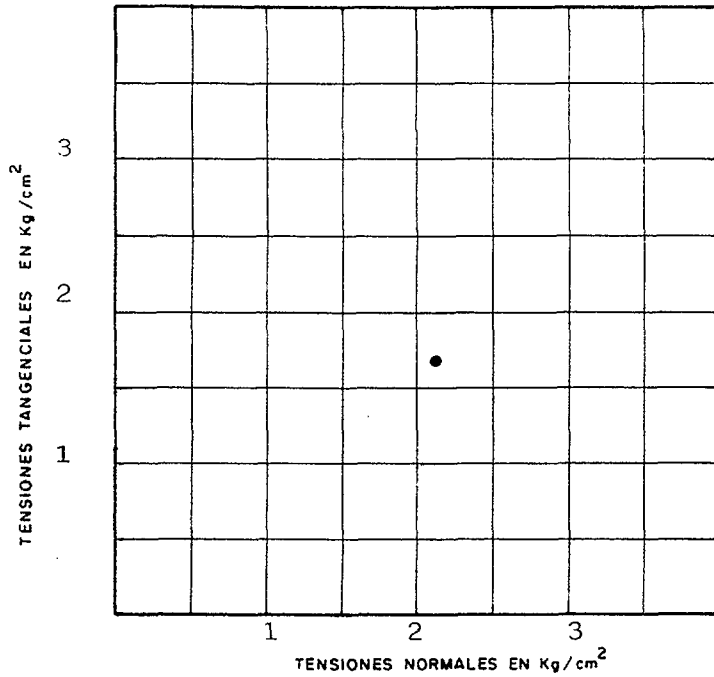
SECCION 36 cm² VELOC. 0,0136 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1		1,51	26	22
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

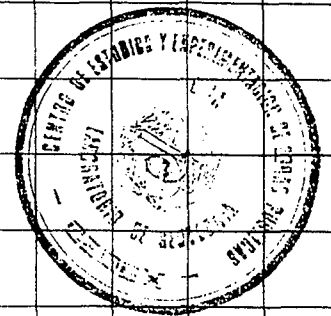
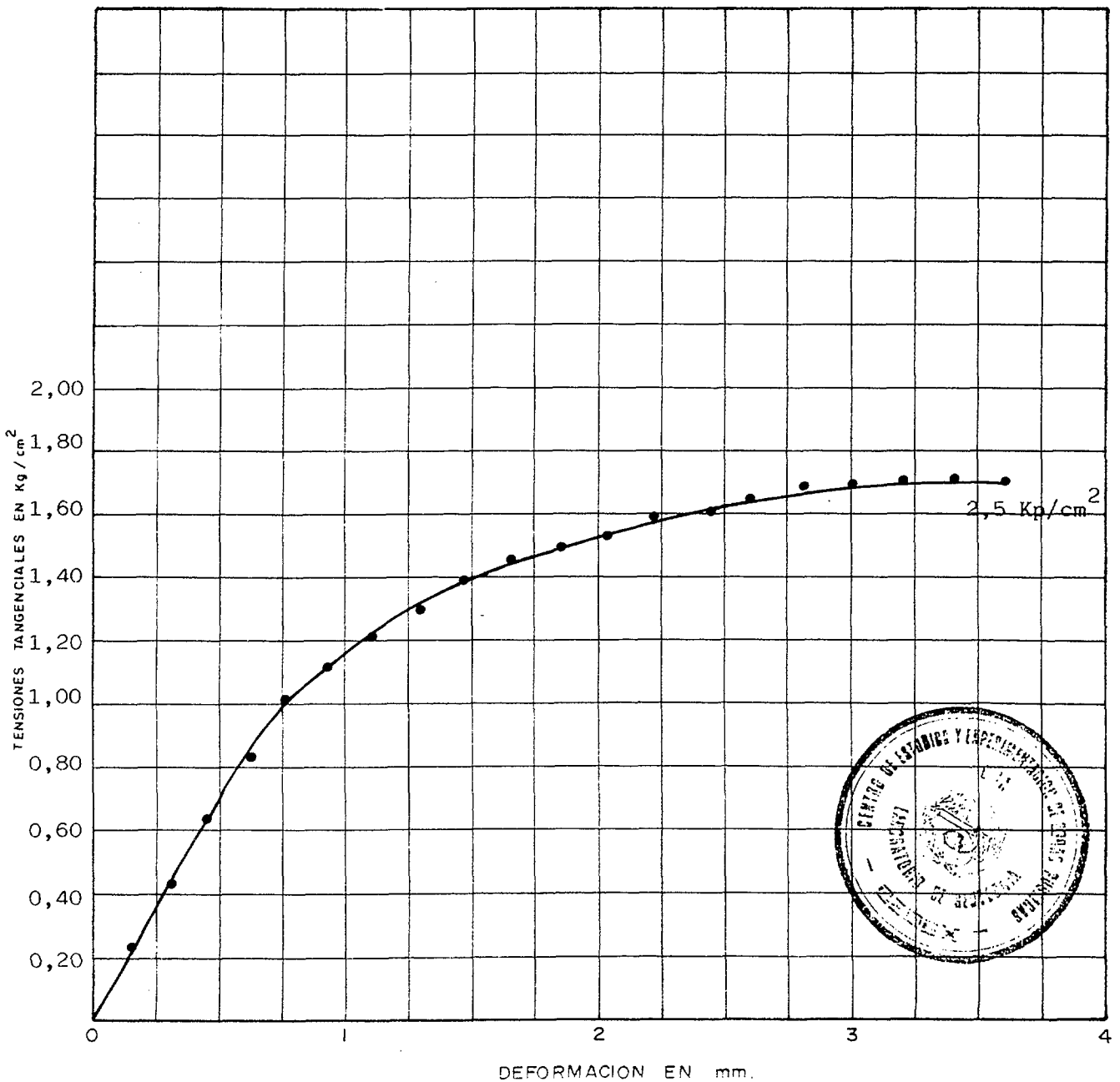


HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☐
SATURADO ☐ NO CONS. ☒
SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☒

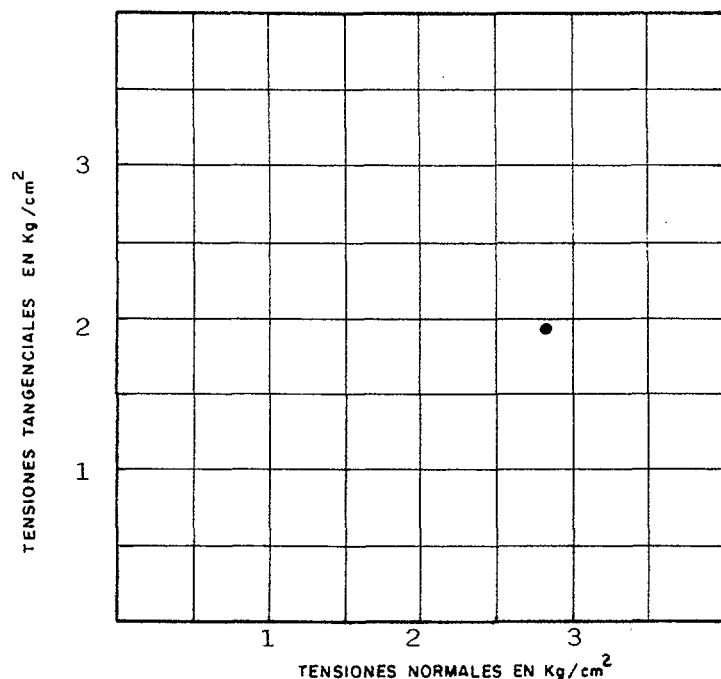
SECCION 36 cm² VELOC. 0,0136 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1		1,33	28,1	22,0
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

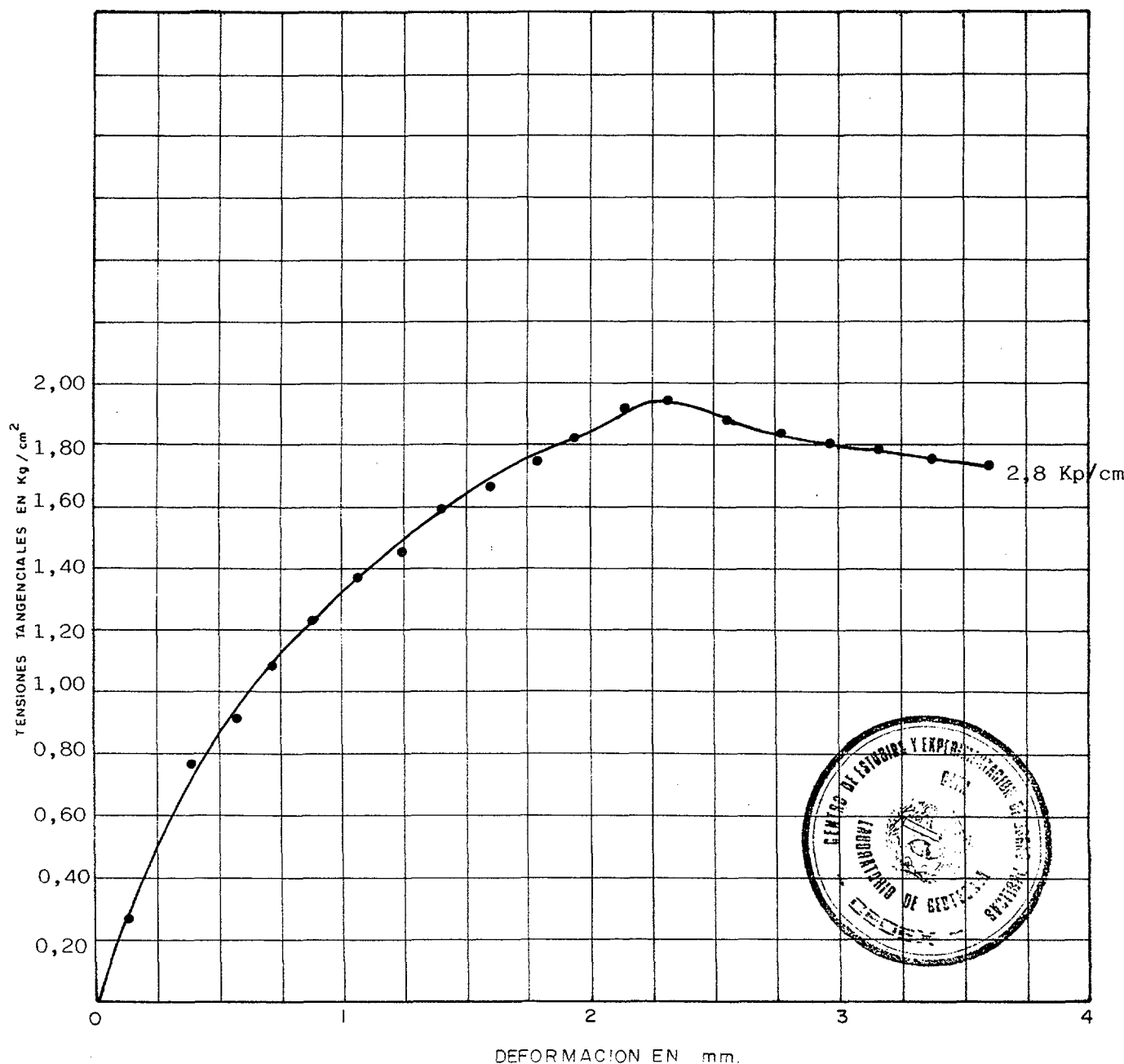


HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☐
SATURADO ☐ NO CONS. ☒
SUMERGIDO ☐ COMPACTADO ☒

SECCION 36 cm² VELOC. 0,0136 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1		1,53	24,6	19,3
2				
3				

● RESISTENCIA DE PICO



**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO CON MEDIDA DE
RESISTENCIA PARA GRANDES DEFORMACIONES**

Las muestras utilizadas para la ejecución de estos ensayos se prepararon con el material procedente de los testigos SC-2 y SC-3, diferenciando entre la parte superior hasta 9 m de profundidad (Muestra nº 5550) y la parte inferior desde 9 m hasta el final del sondeo (Muestra nº 5551).

Las muestras se compactaron a humedad y densidad determinada y a continuación se inundaron.

Los ensayos constan de una primera fase en la que se produce la rotura de la probeta, y una segunda en la que se han dado pasadas sucesivas, para determinar la resistencia para grandes deformaciones.

En todos los casos se han realizado tres pasadas, para las distintas sobrecargas aplicadas. En particular, la Muestra nº 5550 se ha ensayado adicionalmente con seis pasadas para una sobrecarga de $1,2 \text{ Kp/cm}^2$. En el correspondiente gráfico solo se han representado tres para mayor claridad del mismo.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

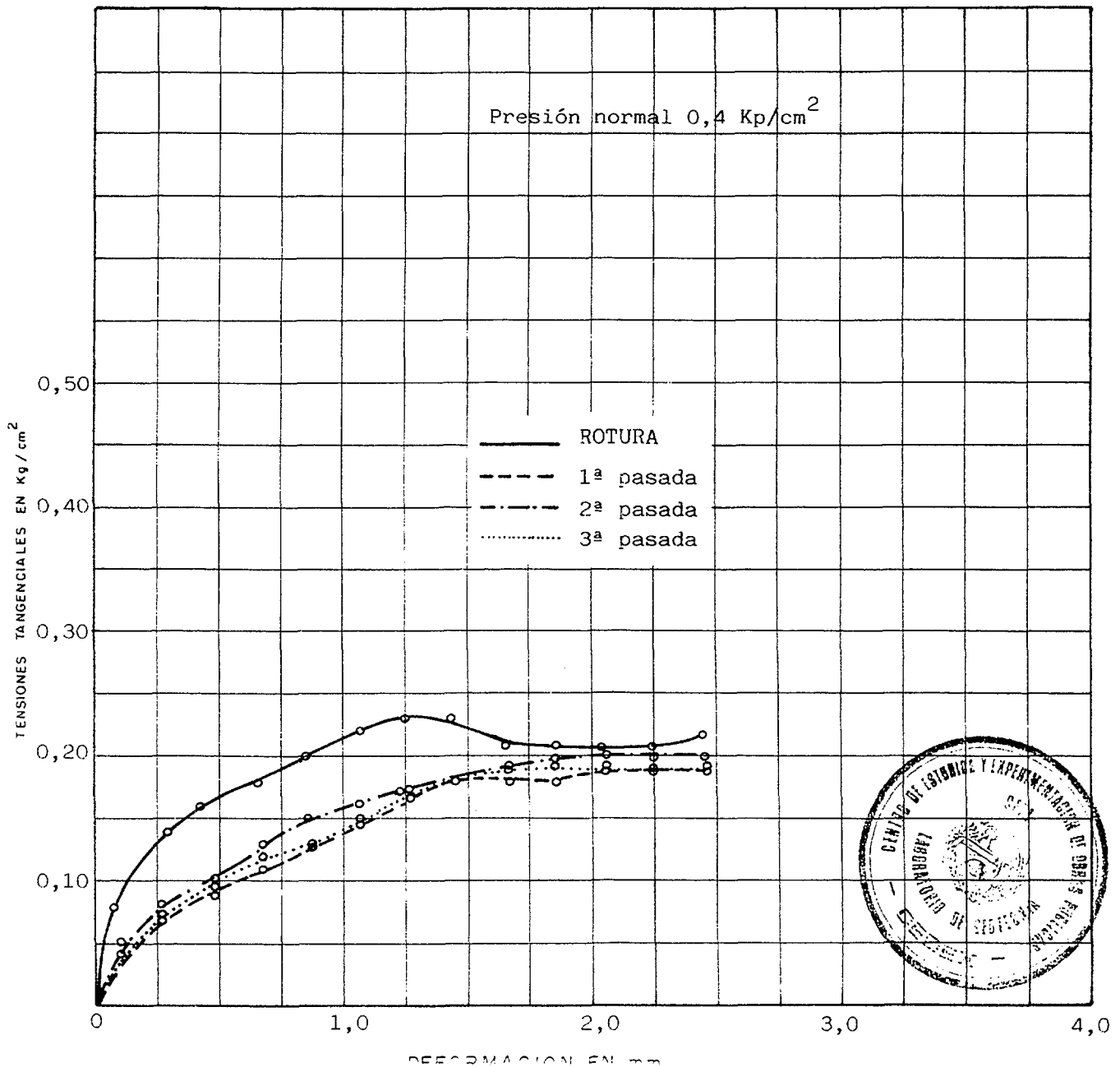
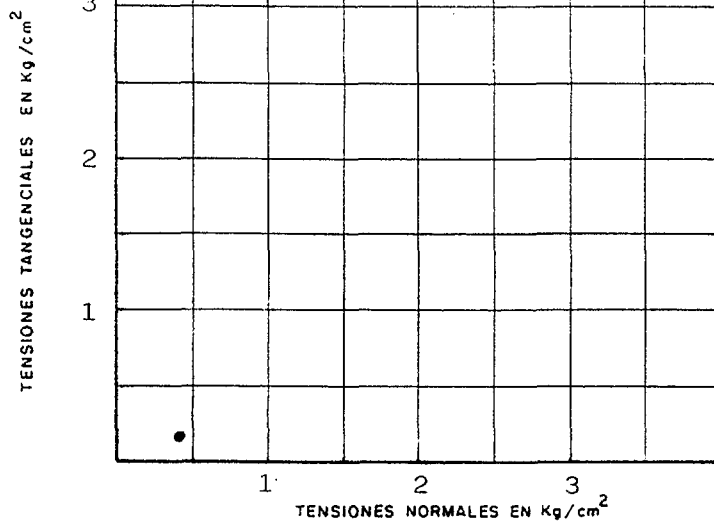
CON MEDIDA DE RESISTENCIA PARA GRANDES DEFORMACIONES (3 PASADAS)

HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☒
 SATURADO ☒ NO CONS. ☐
 SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☒

SECCION 36 cm² VELOC. 0,271 mm/min.

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,03		17,4	42,1
2				
3				

● RESISTENCIA CON GRAN DEFORMACION



DENOMINACION

ESTÉRILES DE URANIO

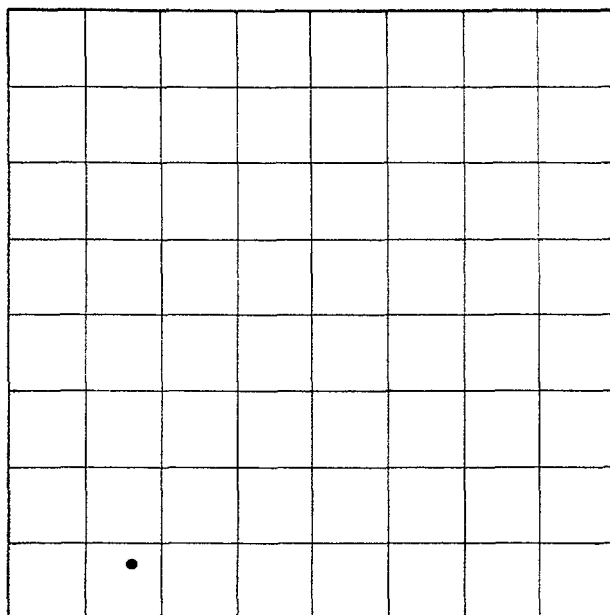
MUESTRA Nº 5550

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

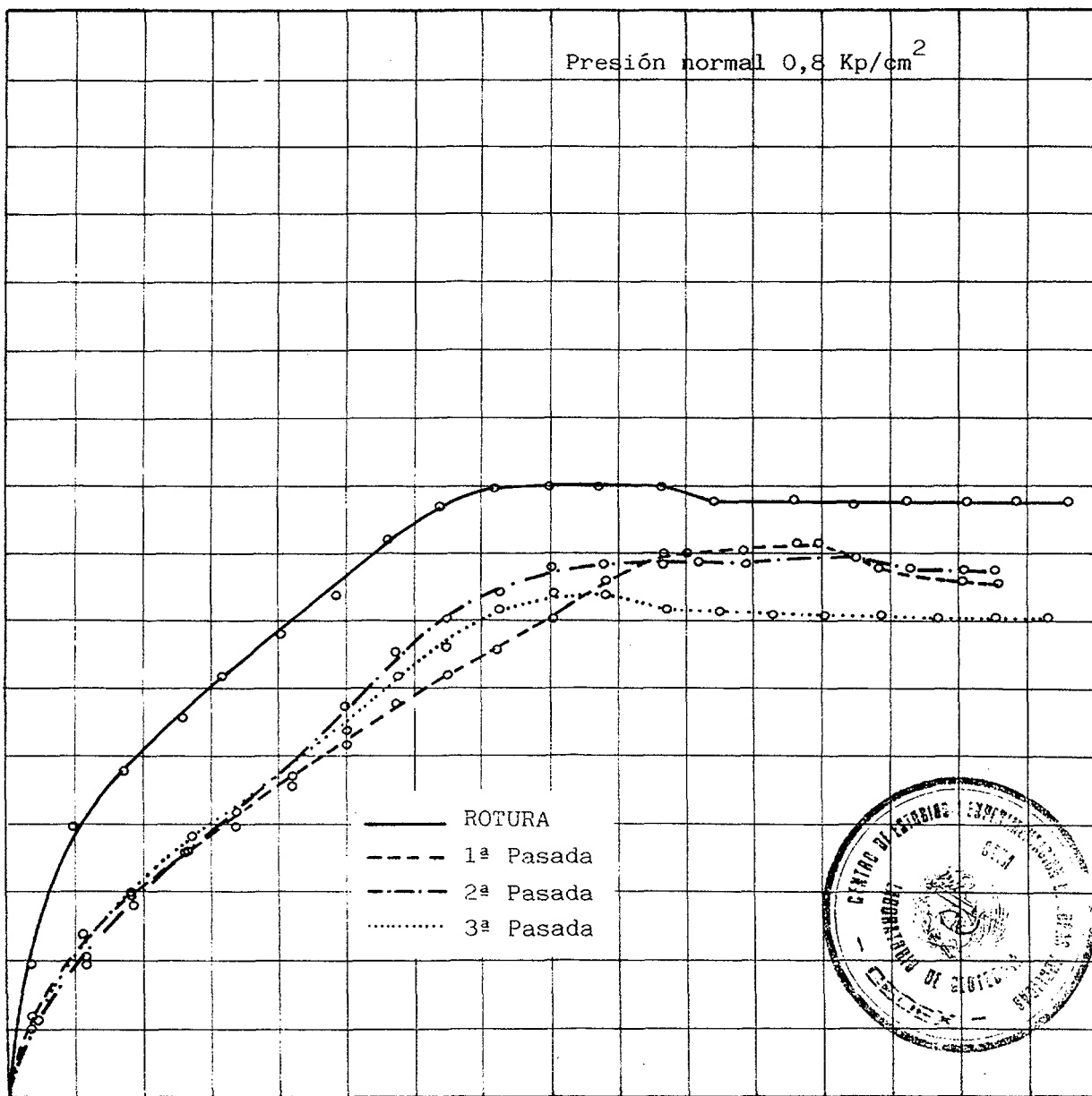
CON MEDIDA DE RESISTENCIA PARA GRAN DEFORMACIONES (3 PASADAS)

HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☒SATURADO ☒ NO CONS. ☐SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☒SECCION 36 cm² VELOC. 0,271 mm/min.

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,04		16,8	36,1
2				
3				

TENSIONES TANGENCIALES EN Kg/cm²TENSIONES NORMALES EN Kg/cm²

● RESISTENCIA CON GRAN DEFORMACION

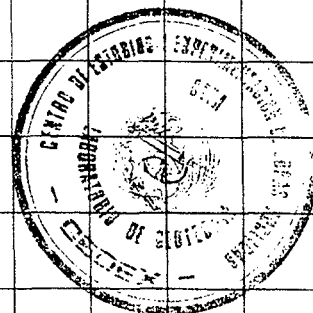
Presión normal 0,8 Kp/cm²TENSIONES TANGENCIALES EN Kg/cm²

ROTURA

--- 1ª Pasada

- · - 2ª Pasada

... 3ª Pasada



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

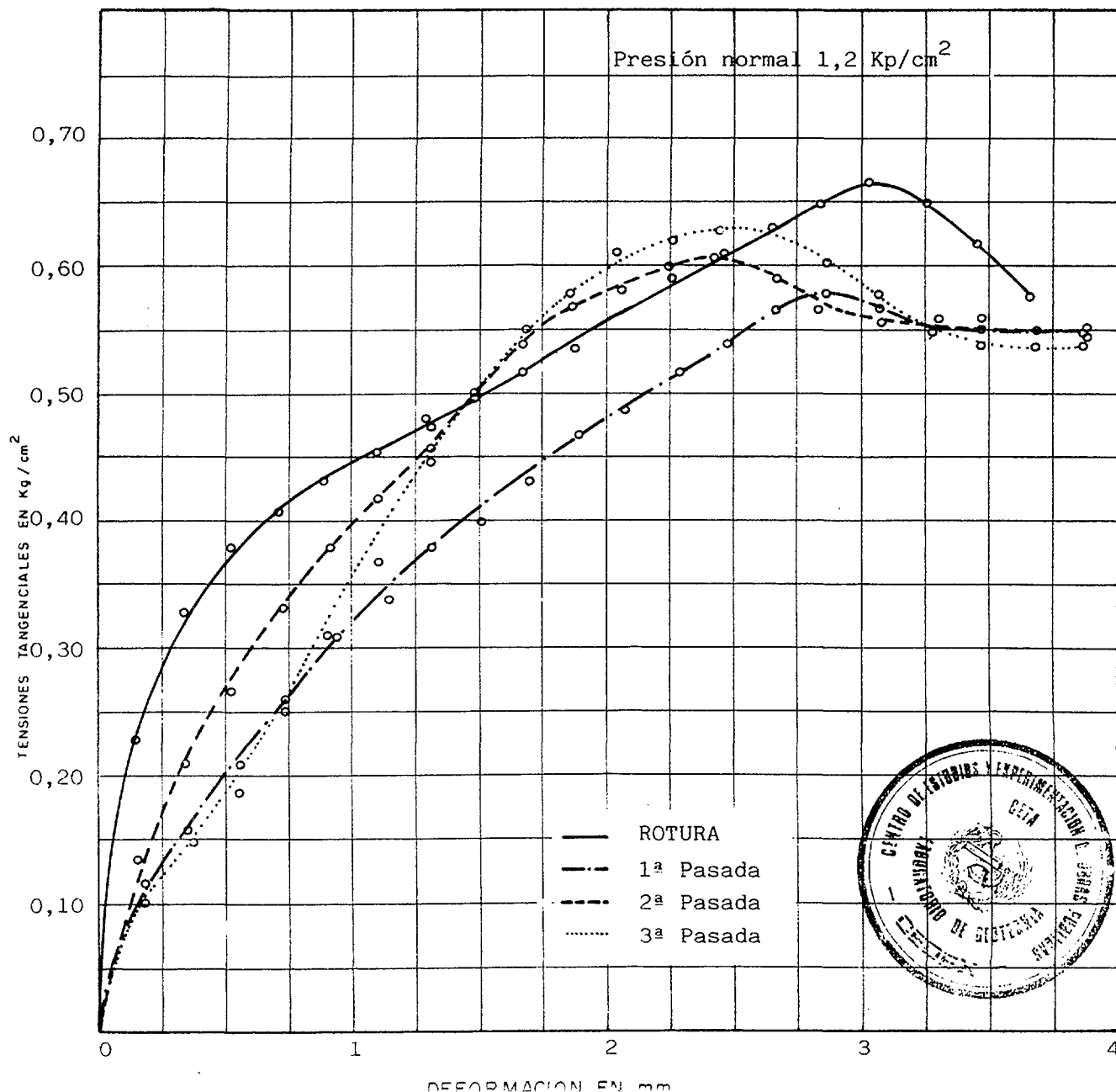
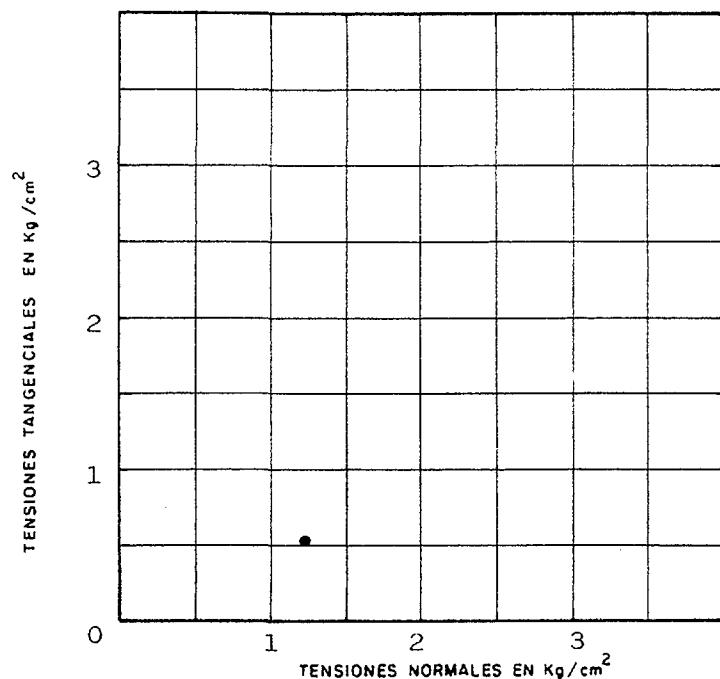
CON MEDIDA DE RESISTENCIA PARA GRAN DEFORMACIONES (3 PASADAS)

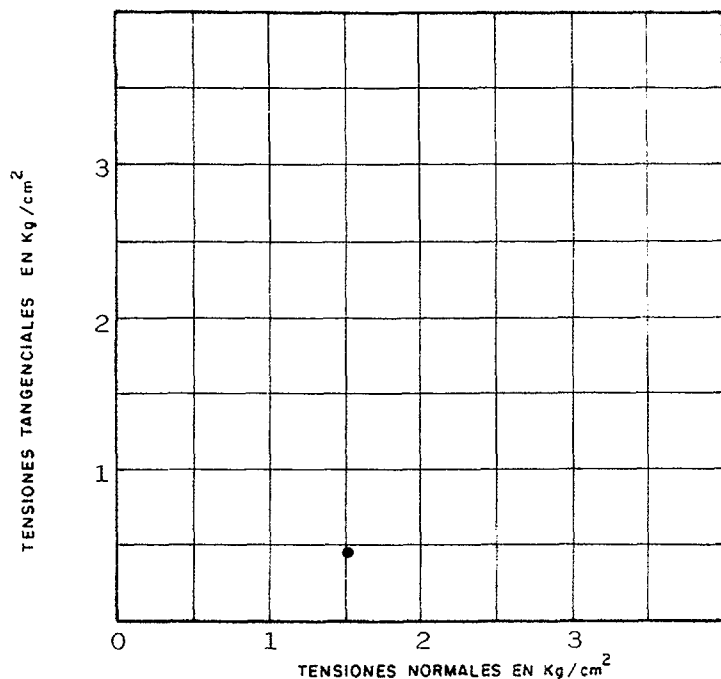
HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☒
 SATURADO ☒ NO CONS. ☐
 SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☒

SECCION 36 cm^2 VELOC. $0,27 \text{ mm/min.}$

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,03		18,0	33,9
2				
3				

● RESISTENCIA CON GRAN DEFORMACION





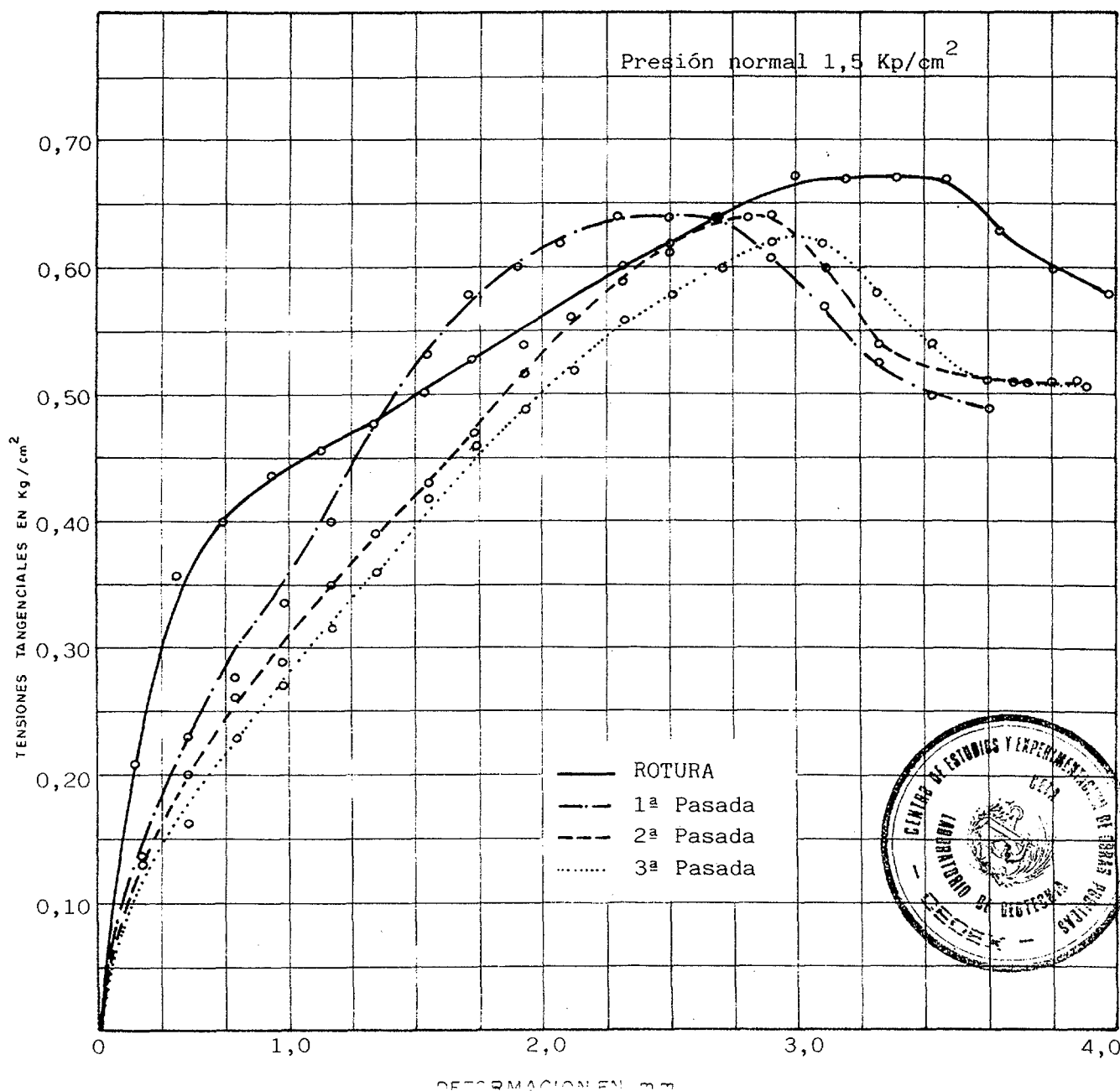
ENSAYO DE CORTE DIRECTO
CON MEDIDA DE RESISTENCIA PARA GRAN DEFORMACIONES (3 PASADAS)

HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☒
SATURADO ☒ NO CONS. ☐
SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☒

SECCION 36 cm² VELOC. 0,271 mm/min.

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,045		16,1	32,5
2				
3				

● RESISTENCIA CON GRAN DEFORMACION



DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

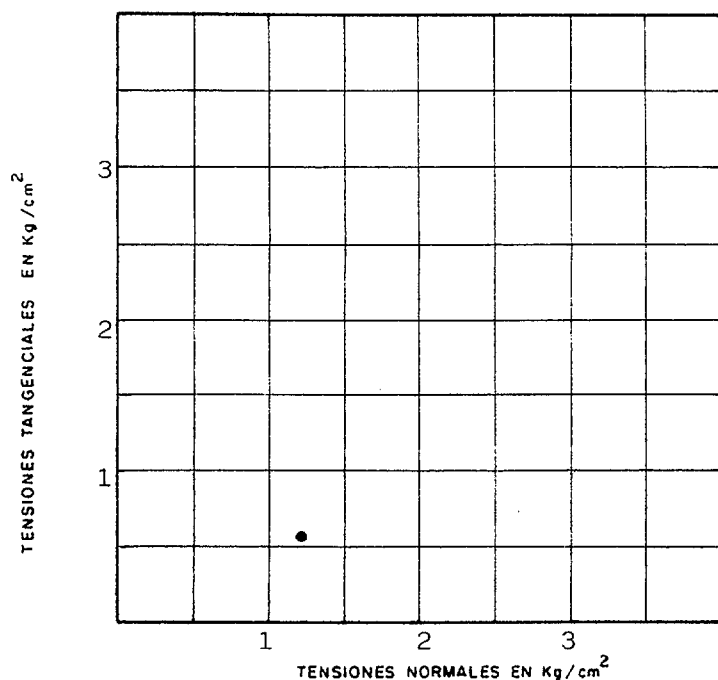
MUESTRA Nº 5550

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
CON MEDIDA DE RESISTENCIA PARA GRAND
DEFORMACIONES (6 PASADAS)

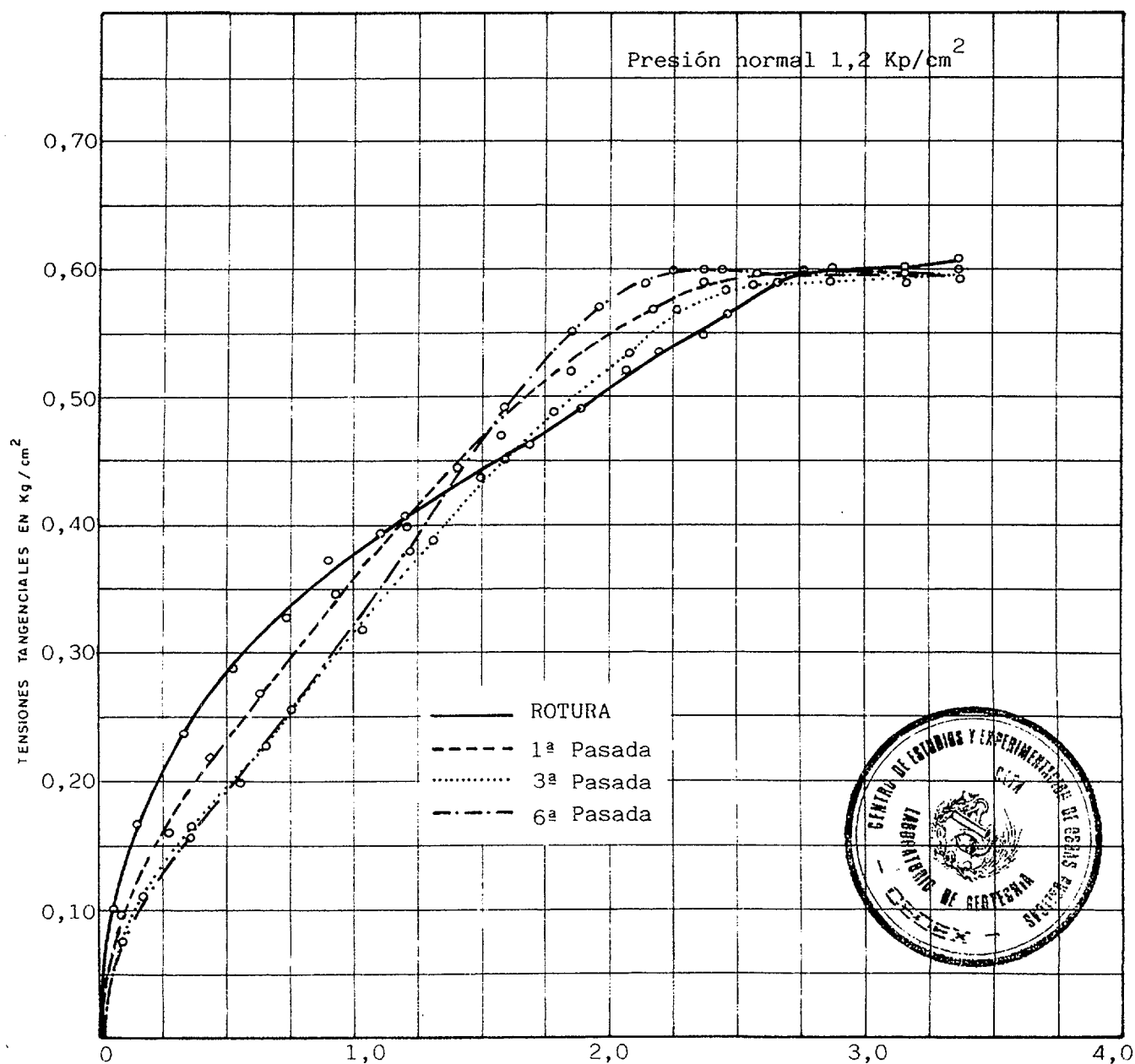
HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☒
SATURADO ☒ NO CONS. ☐
SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☒

SECCION 36 cm² VELOC. 0,335 mm/min.

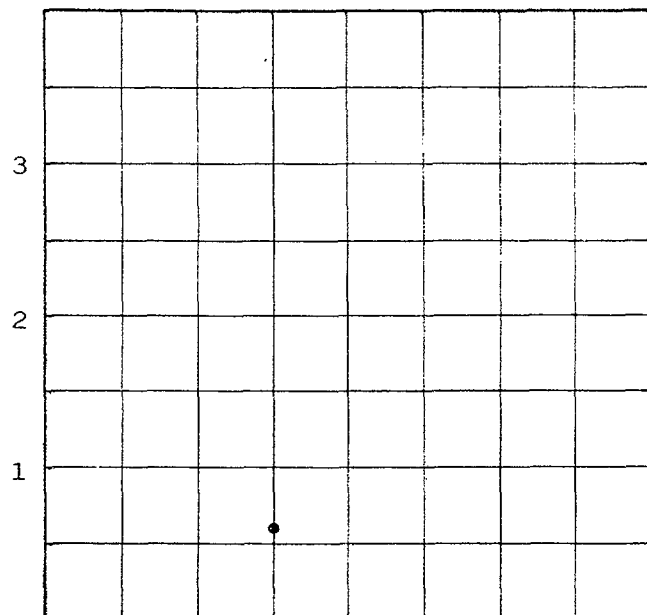
PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1				
2				
3				



● RESISTENCIA CON GRAN DEFORMACIÓN



TENSIONES TANGENCIALES EN Kg/cm²



TENSIONES NORMALES EN Kg/cm²

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
CON MEDIDA DE RESISTENCIA PARA GRAN
DEFORMACIONES (3 PASADAS)

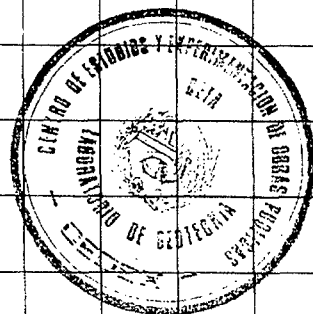
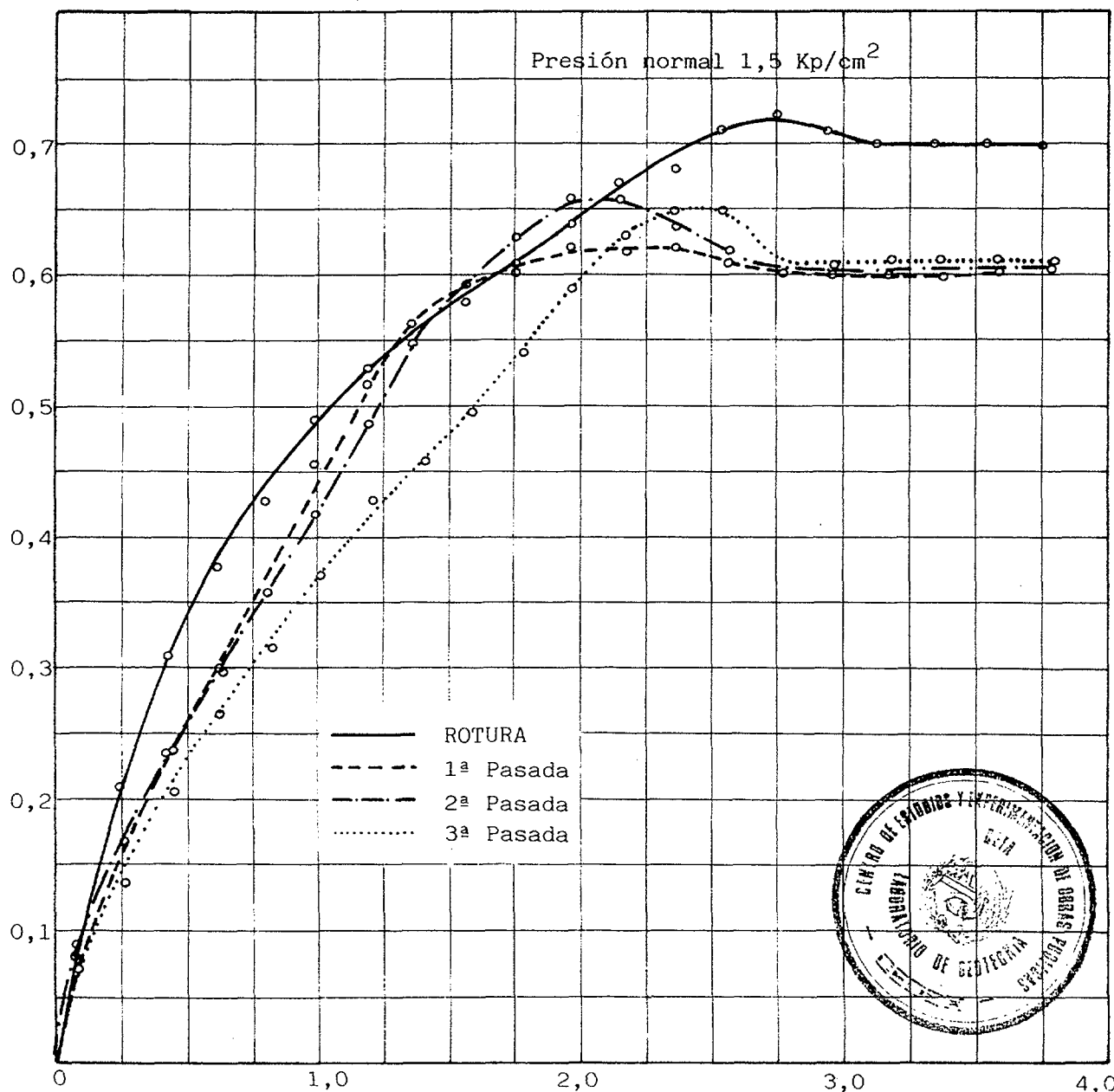
HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☒
SATURADO ☒ NO CONS. ☐
SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☒

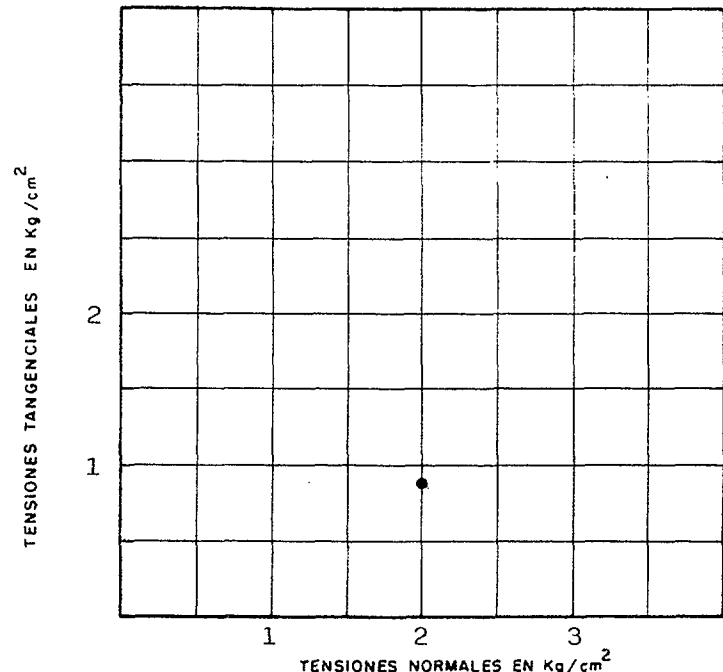
SECCION 36 cm² VELOC. 0,271 mm/min

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,01		19,1	40,9
2				
3				

● RESISTENCIA CON GRAN DEFORMACION

TENSIONES TANGENCIALES EN Kg/cm²





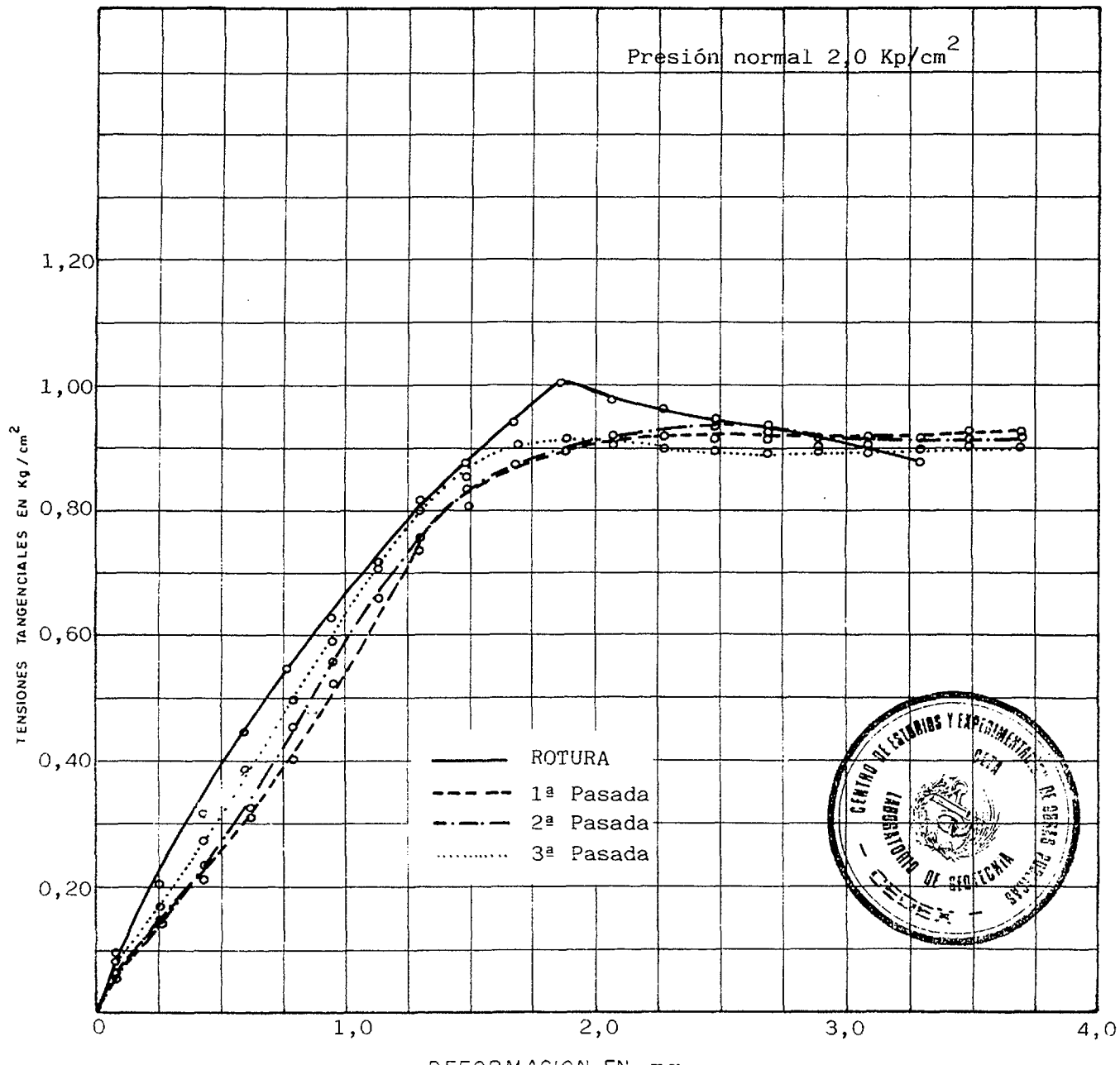
ENSAYO DE CORTE DIRECTO
CON MEDIDA DE RESISTENCIA PARA GRAN
DEFORMACIONES (3 PASADAS)

- HUM.NATURAL ☐
- CONSOLID. ☒
- SATURADO ☒
- NO CONS. ☐
- SUMERGIDO ☒
- COMPACTADO ☒

SECCION 36 cm² VELOC. 0,271 mm/min.

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,01		19,0	38,6
2				
3				

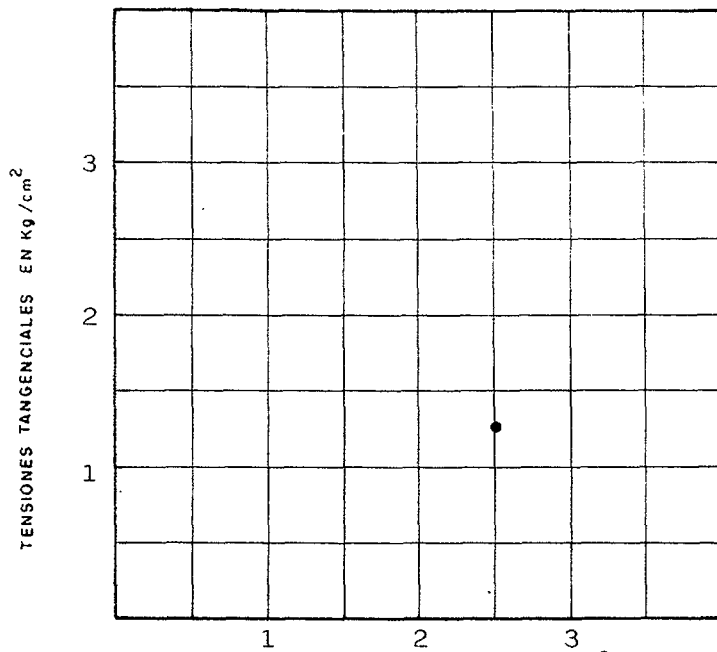
● RESISTENCIA CON GRAN DEFORMACION



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

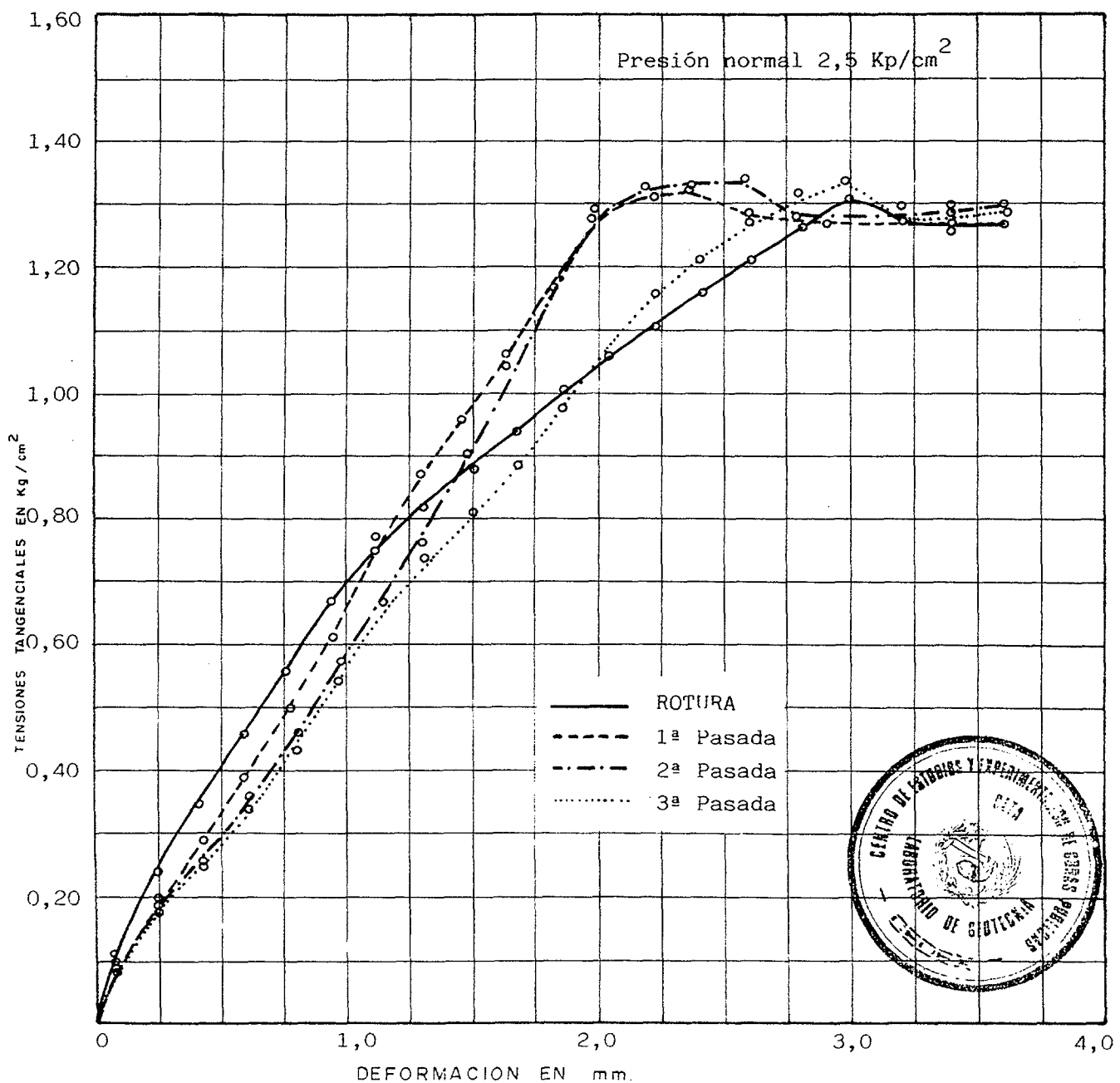
CON MEDIDA DE RESISTENCIA PARA GRAN DEFORMACIONES (3 PASADAS)

HUM. NATURAL ☐ CONSOLID. ☐
 SATURADO ☒ NO CONS. ☒
 SUMERGIDO ☒ COMPACTADO ☒

SECCION 36 cm^2 VELOC. $0,271 \text{ mm/min.}$ 

PROBETA	DENSIDAD		HUMEDAD	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1,01		1,98	37,9
2				
3				

● RESISTENCIA CON GRAN DEFORMACION



ENSAYOS EDOMÉTRICOS

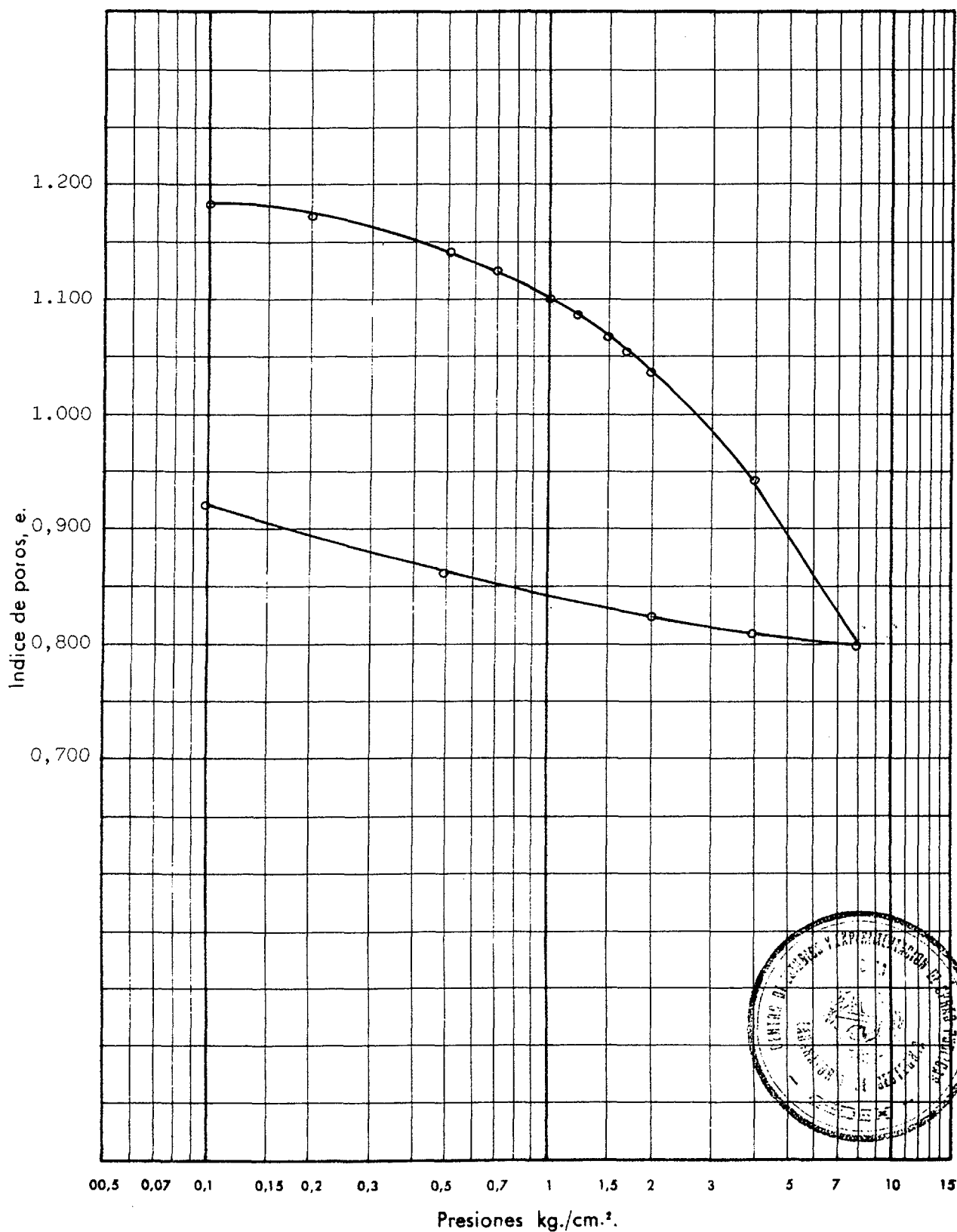
**ENSAYOS EDOMÉTRICOS DE 70 MM SOBRE MUESTRAS
INALTERADAS DE ESTÉRILES, CON 8 Ó 9 ESCALONES
DE CARGA**

ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,25 Humedad inicial: 40,7 Peso específico de las partículas: 2,74

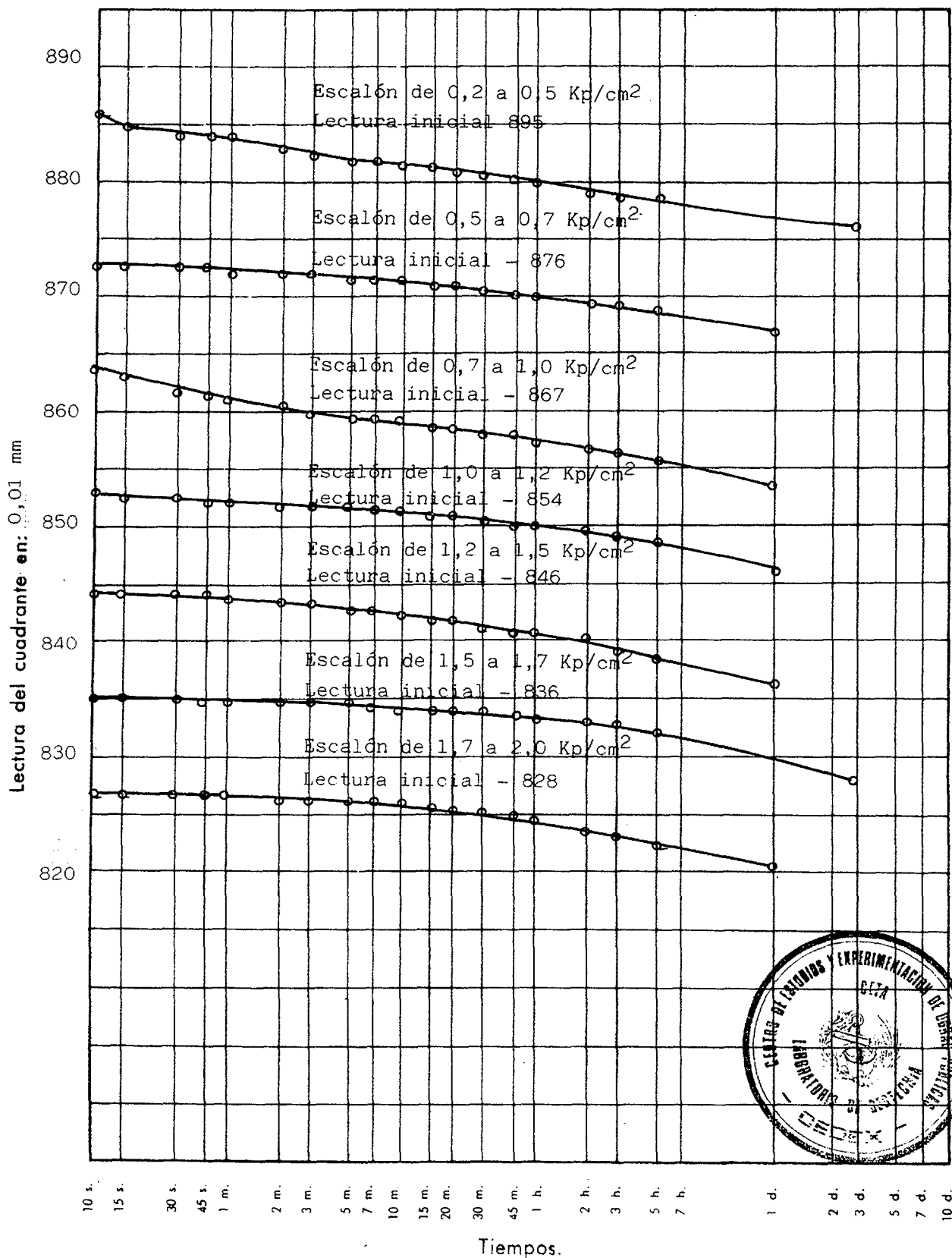
Indice de poros inicial: 1,185 Humedad final: 36,1 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diámetro: 70 mm

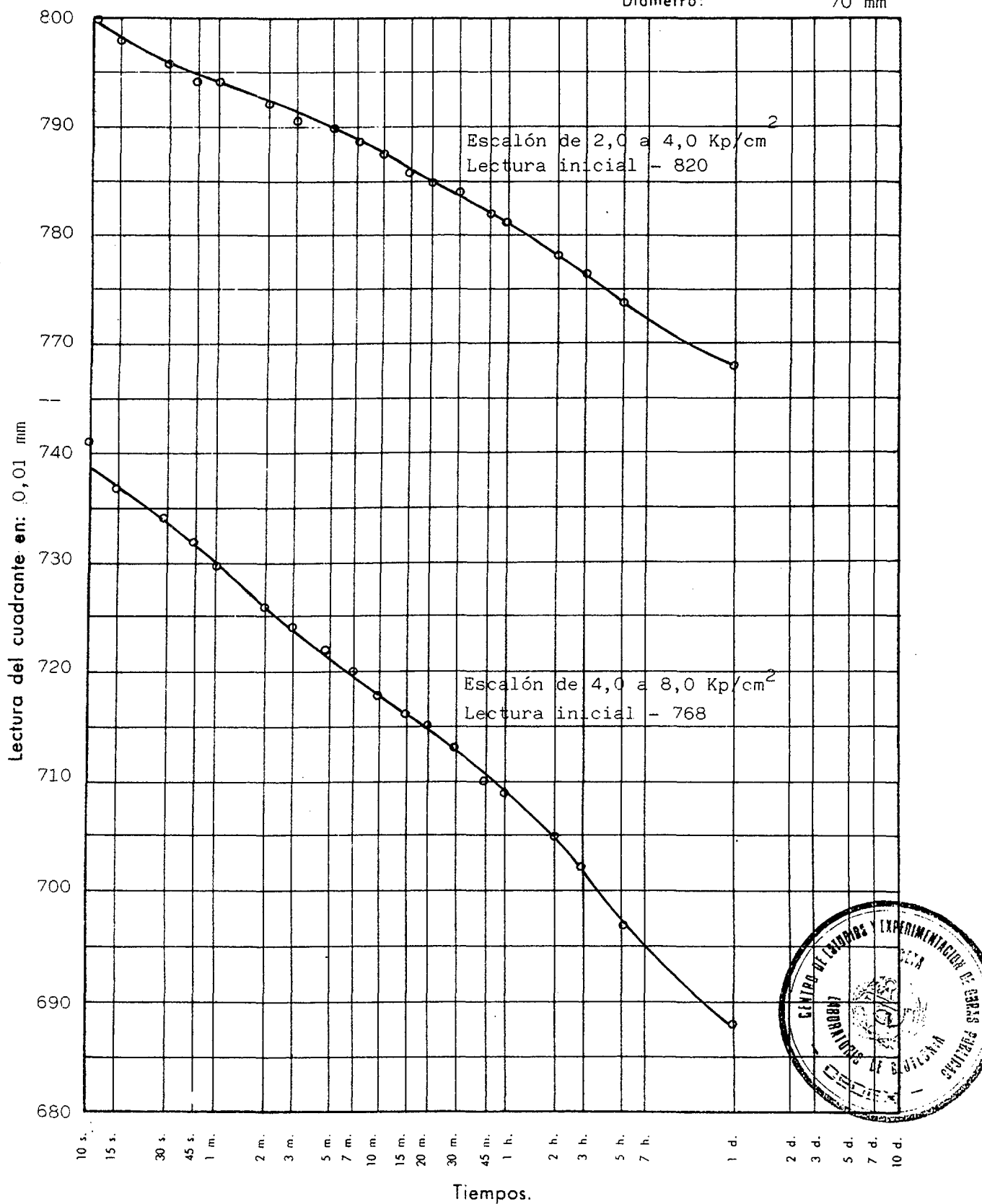


ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm

Diametro: 70 mm

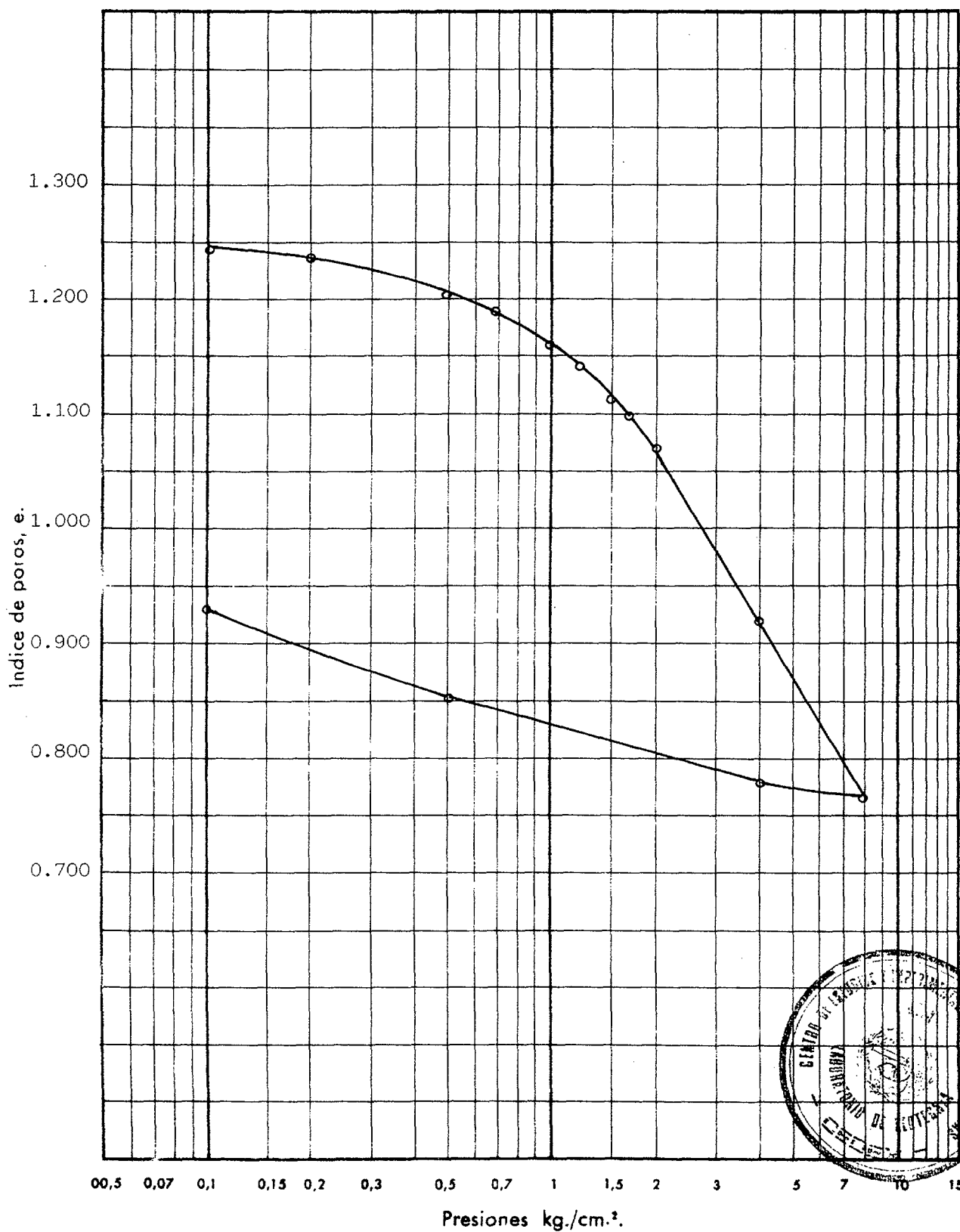


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,22..... Humedad inicial: 45,0..... Peso específico de las partículas: 2,75

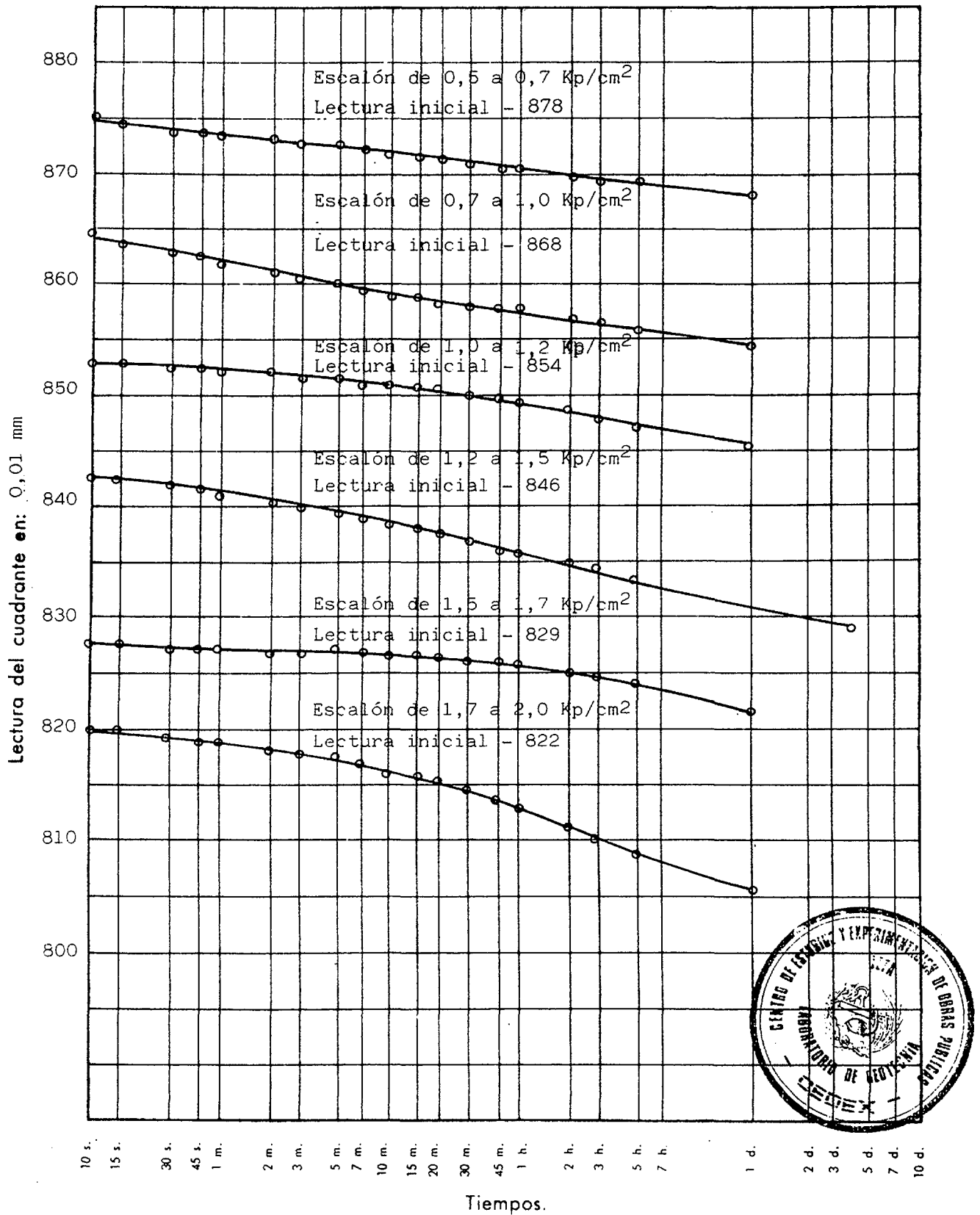
Indice de poros inicial: 1,248..... Humedad final: 35,7..... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

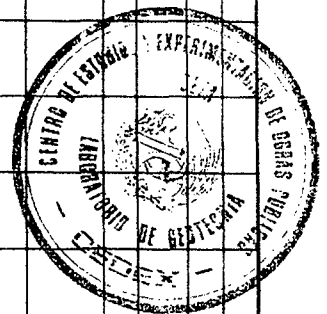
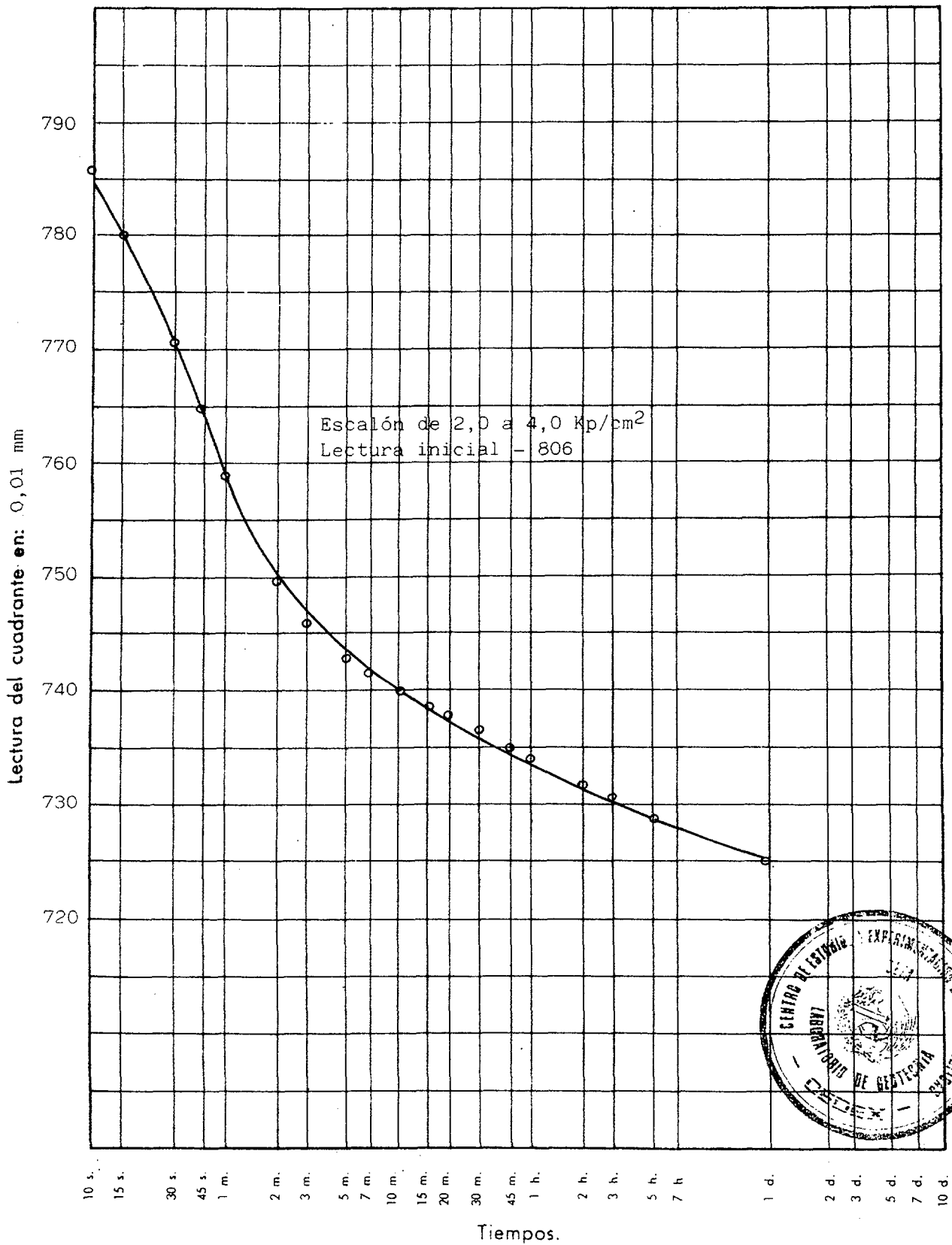
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 20 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

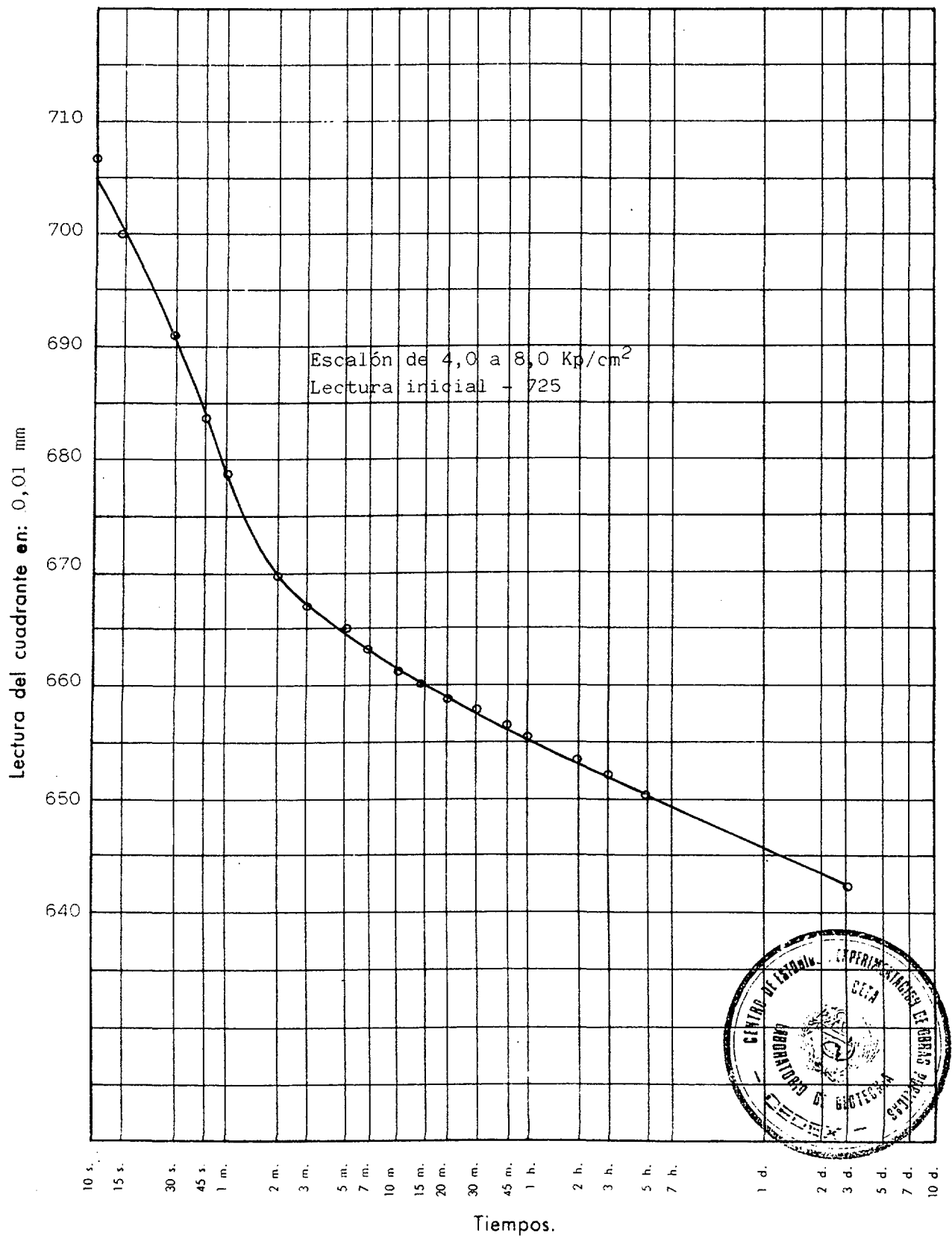
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm

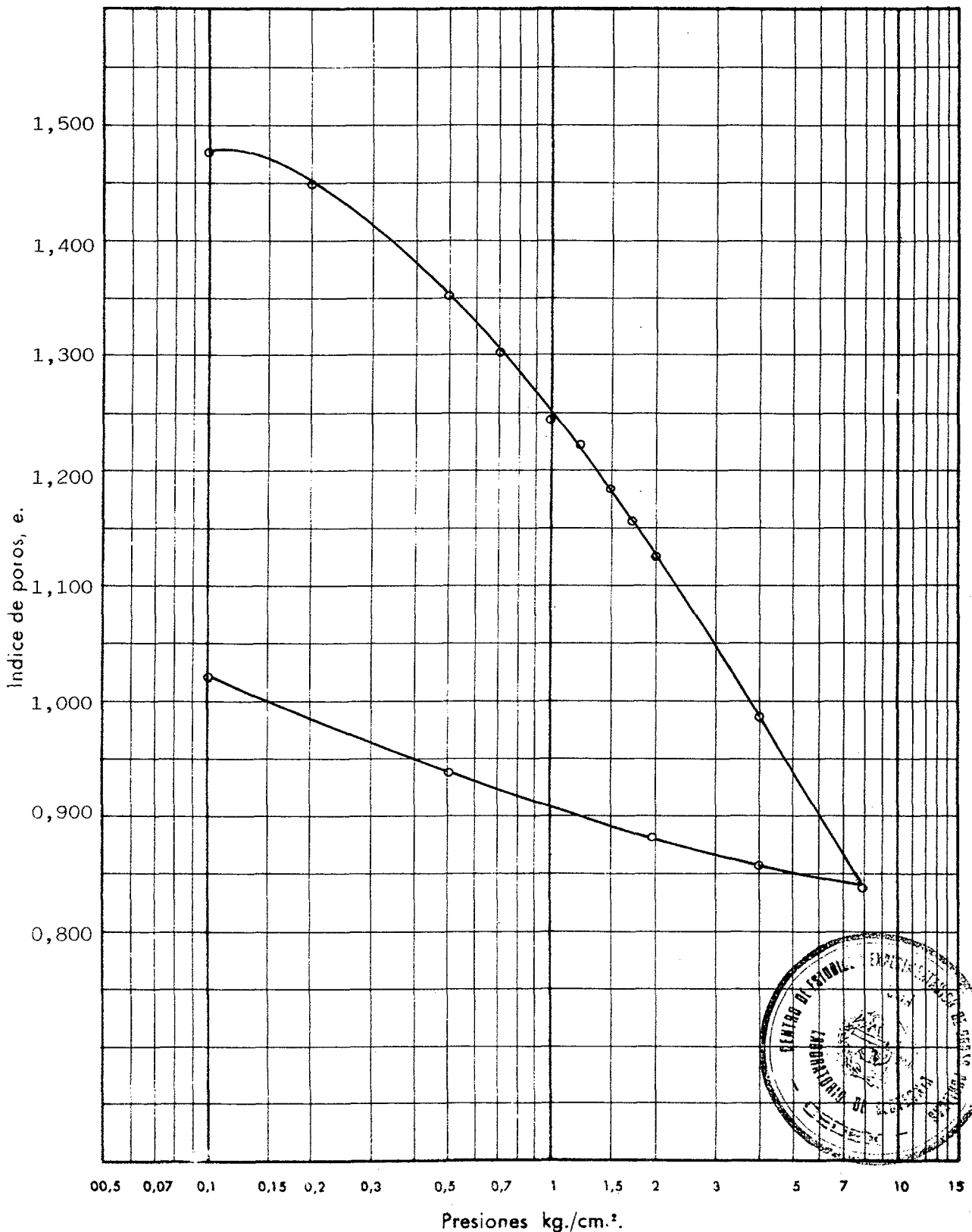


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,10 Humedad inicial: 55,6 Peso específico de las partículas: 2,74

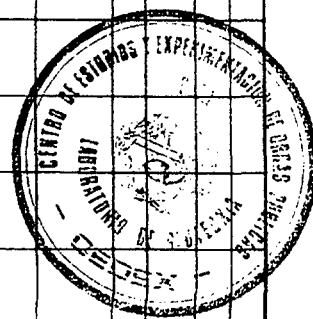
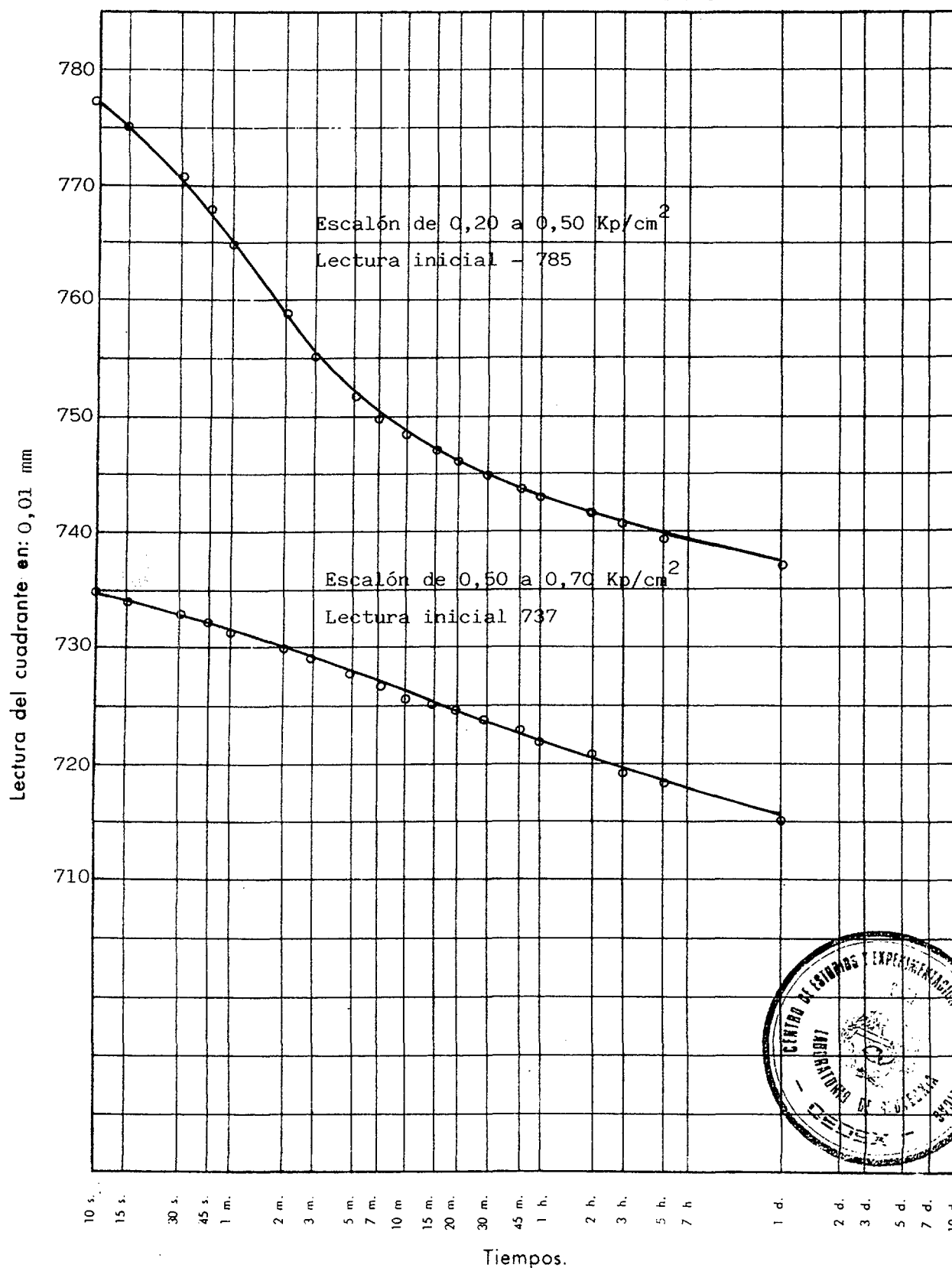
Indice de poros inicial: 1,484 Humedad final: 39,1 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

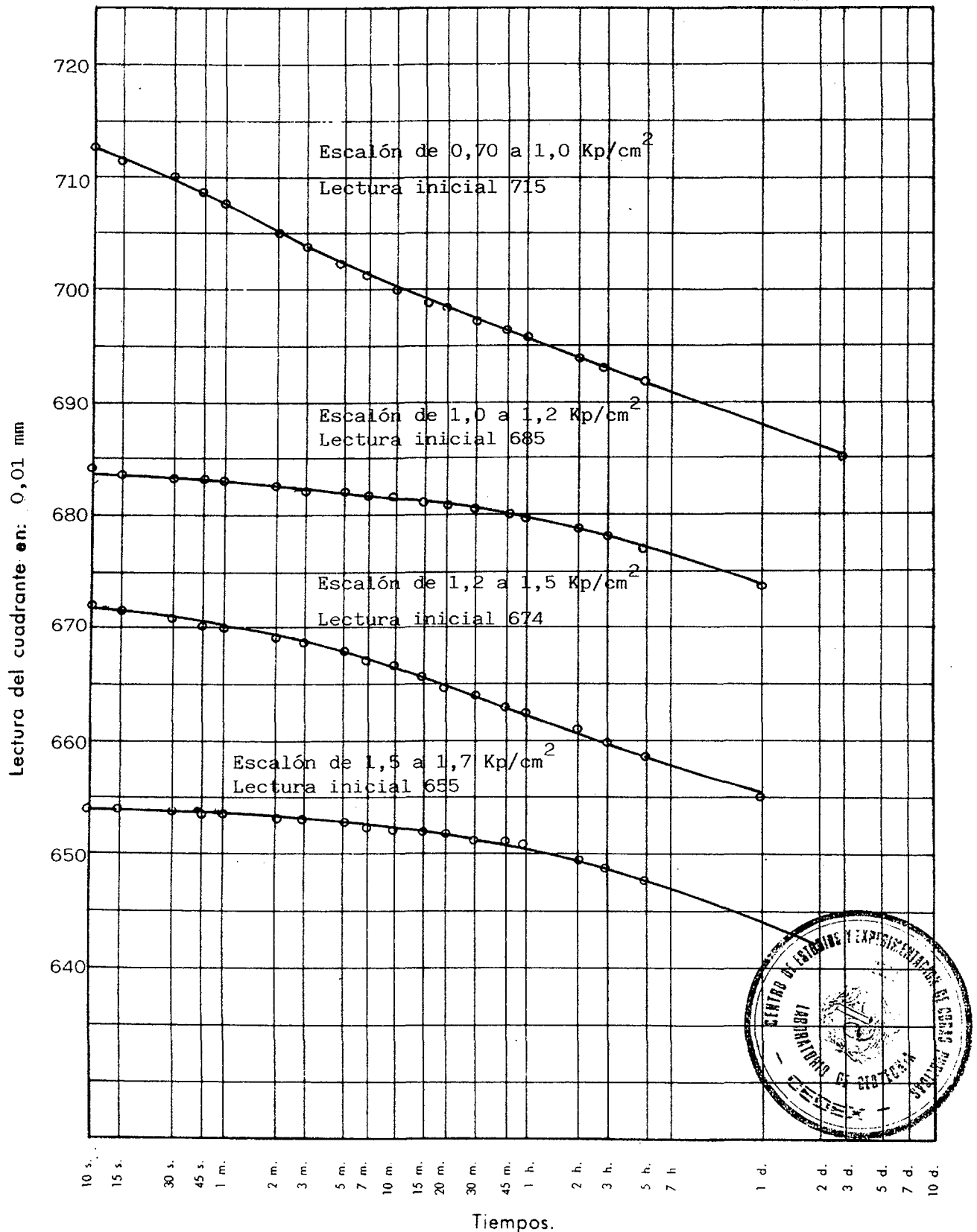
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

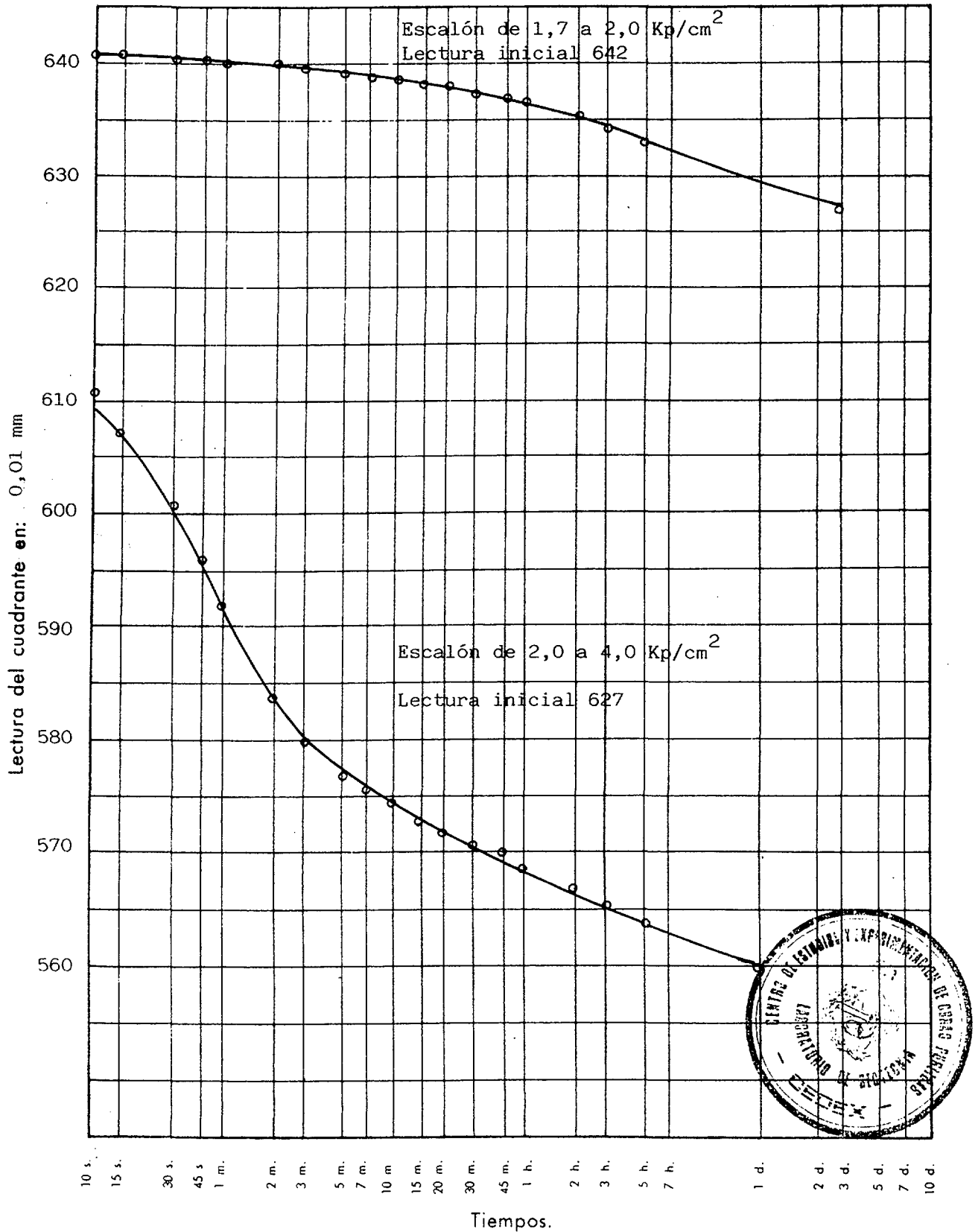
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

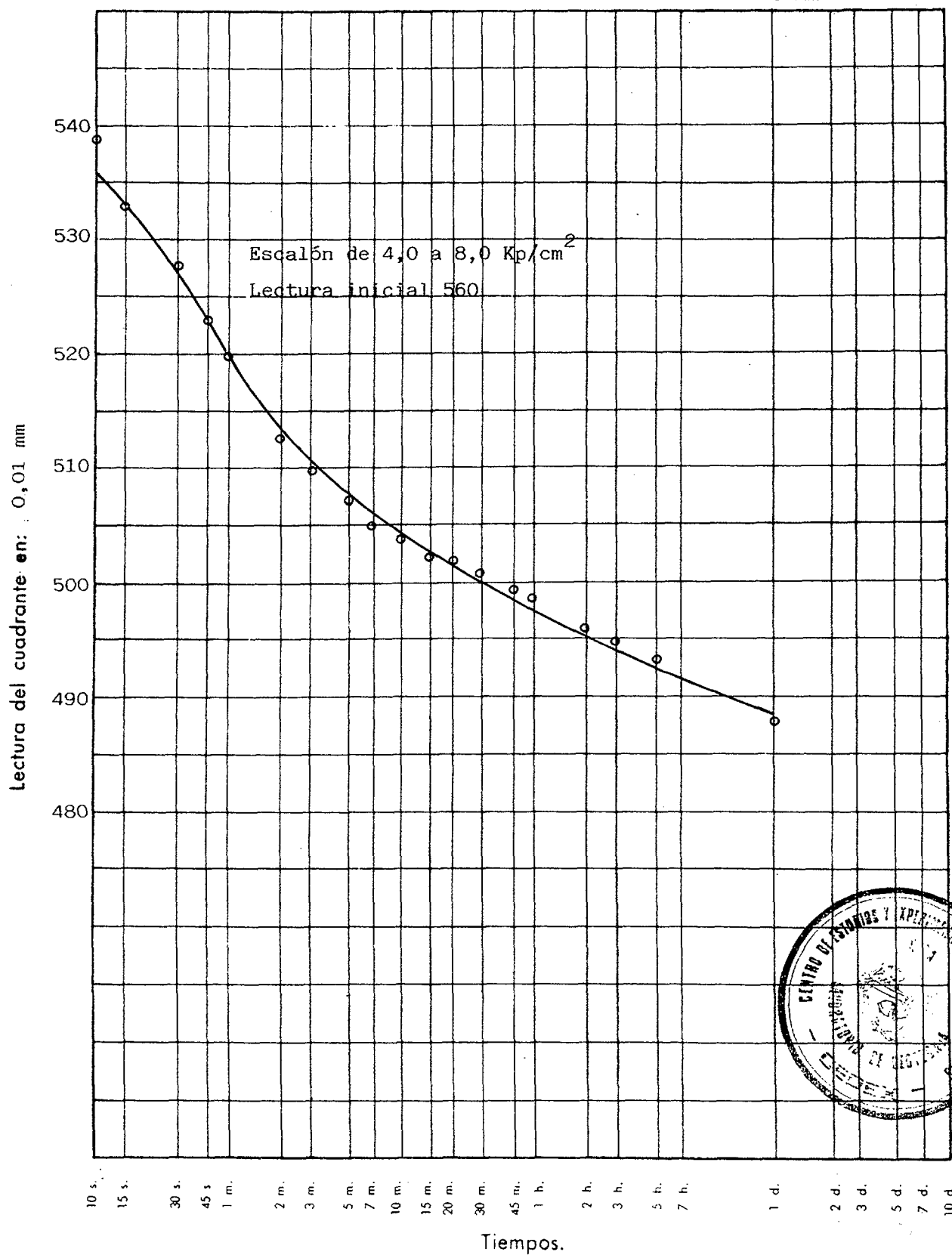
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

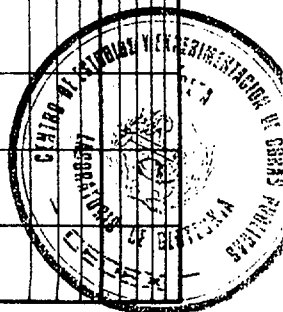
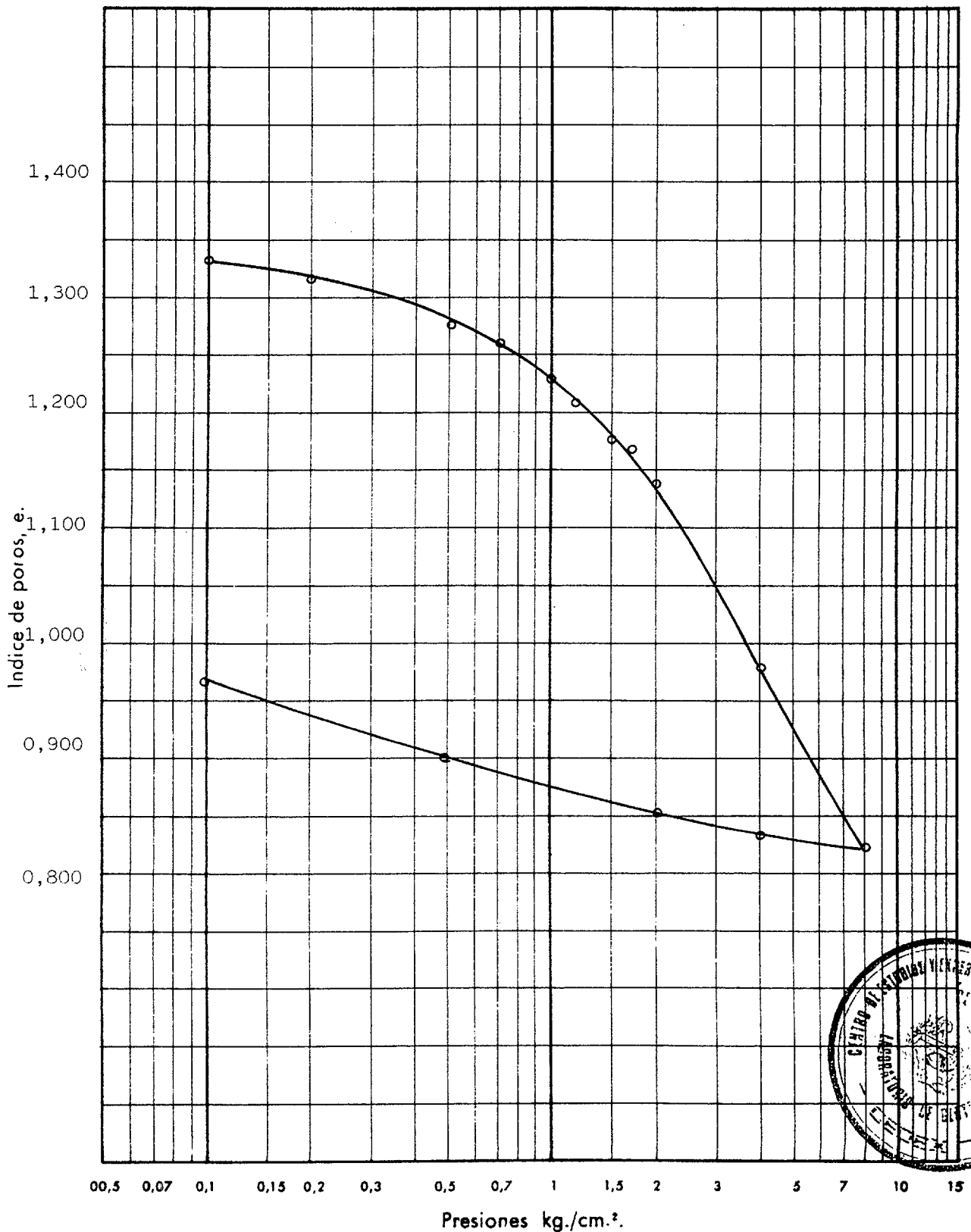
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,16 Humedad inicial: 50,8 Peso específico de las partículas: 2,71
Indice de poros inicial: 1,333 Humedad final: 38,5 Diametro muestra (cm): 7,0



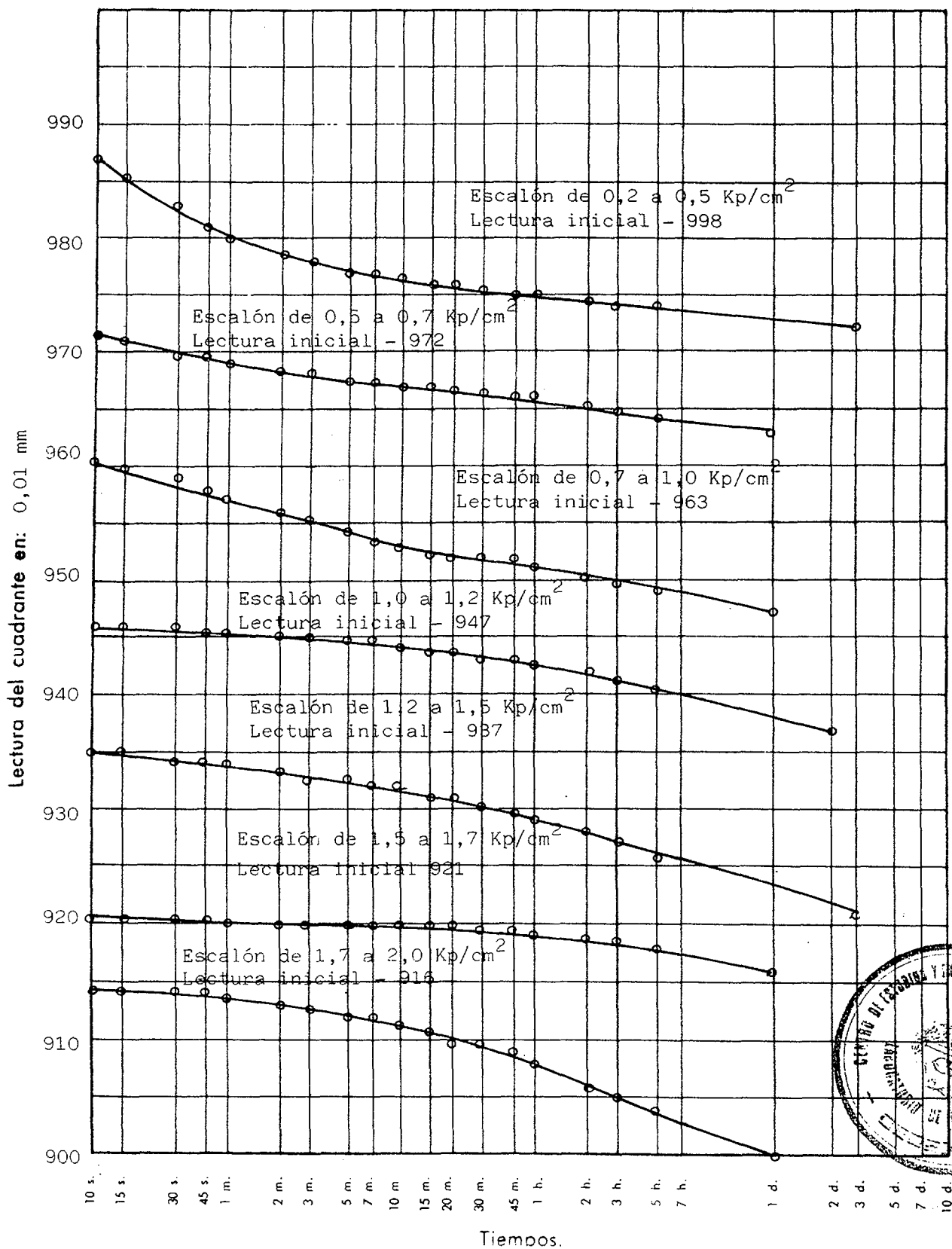
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 1000

Altura del edómetro: 12 mm

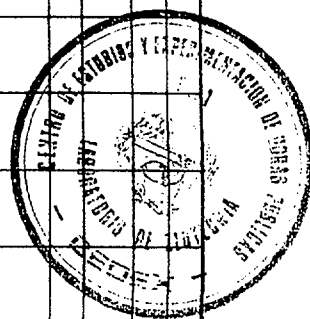
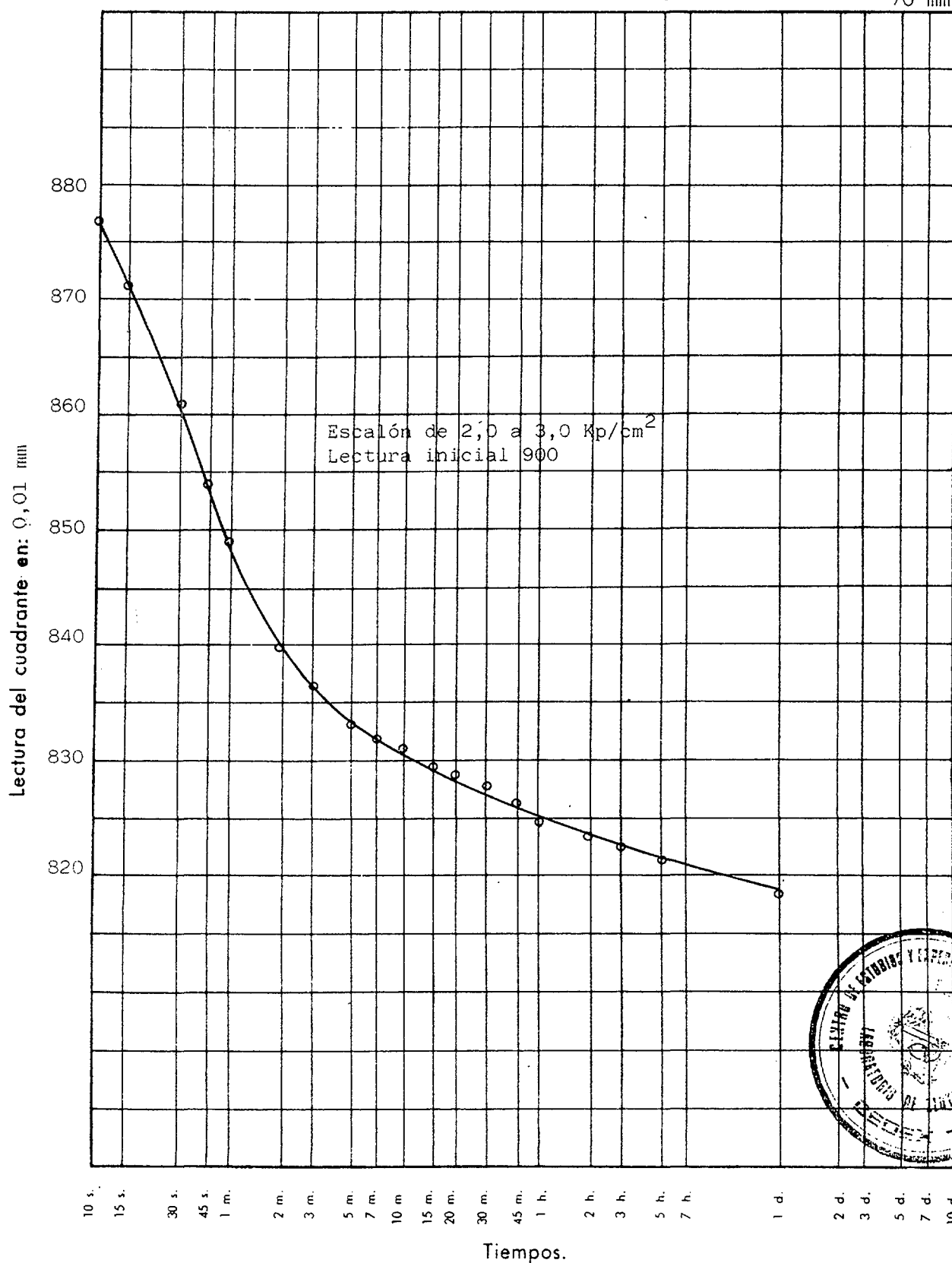
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

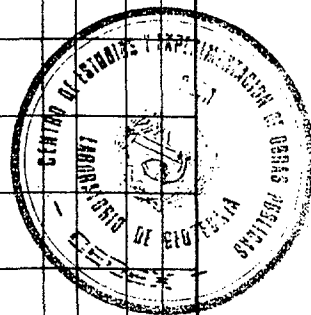
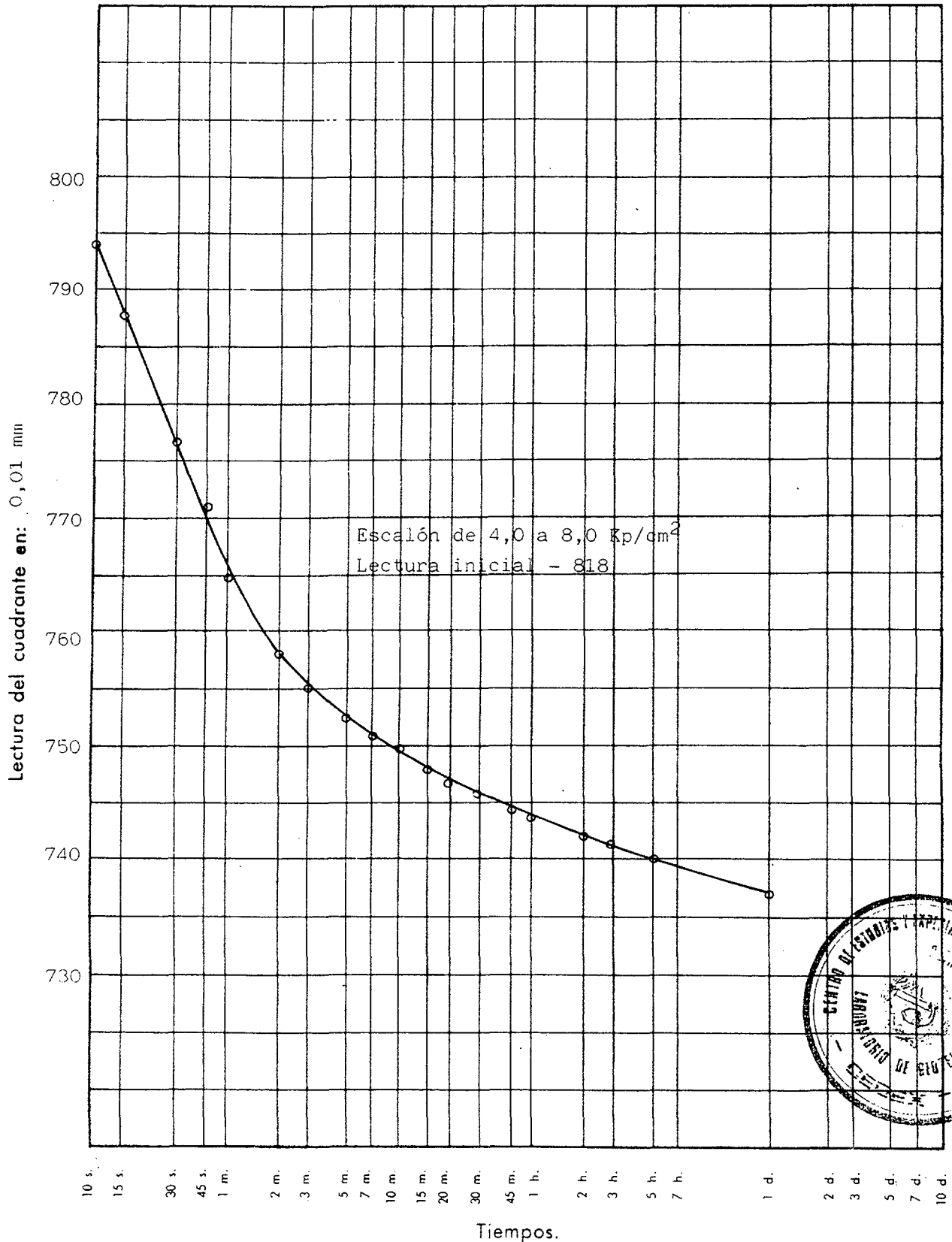
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 1000 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 1000 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm

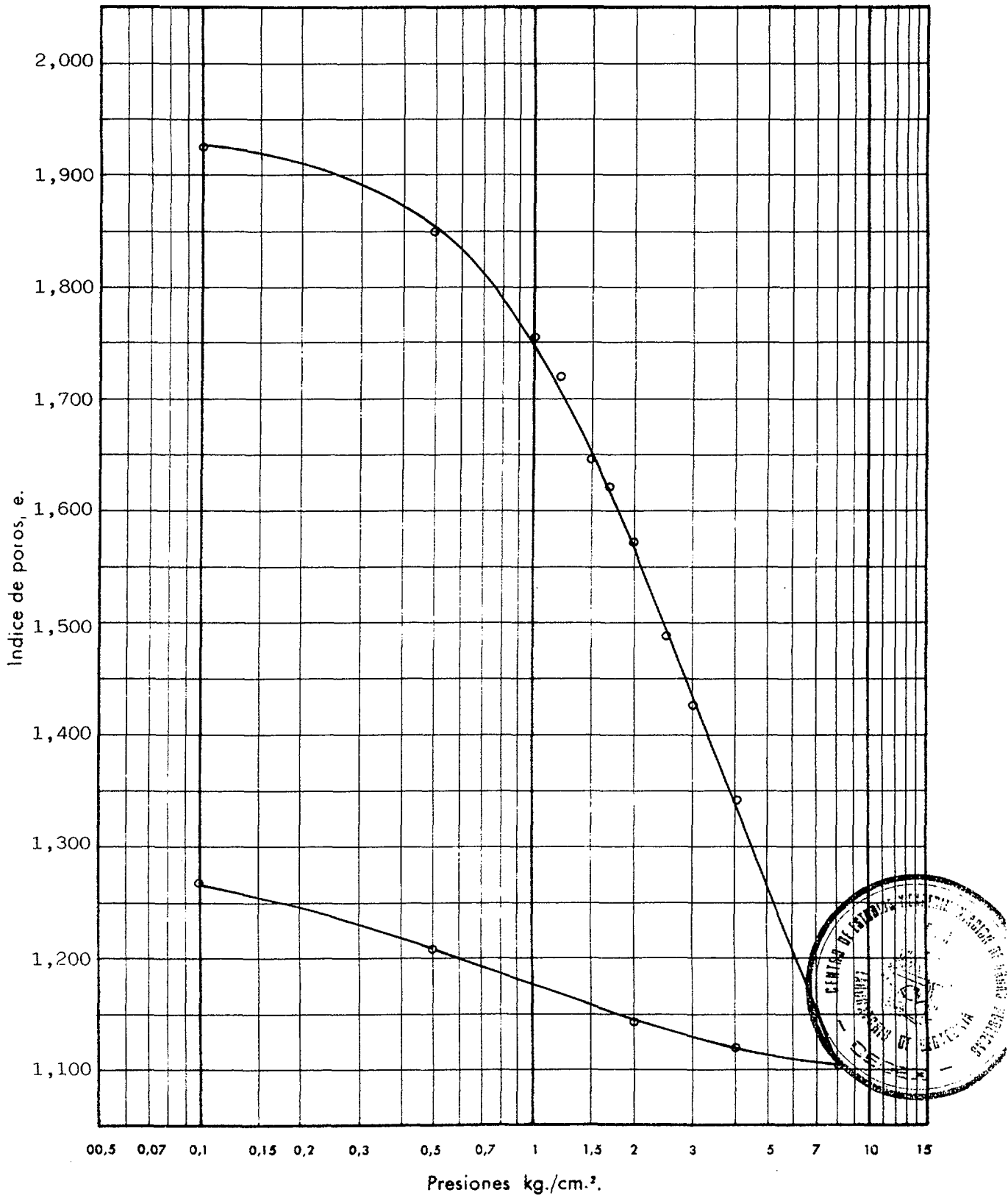


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 0,93..... Humedad inicial: 71,8..... Peso específico de las partículas: 2,71

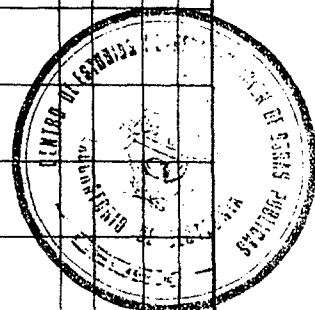
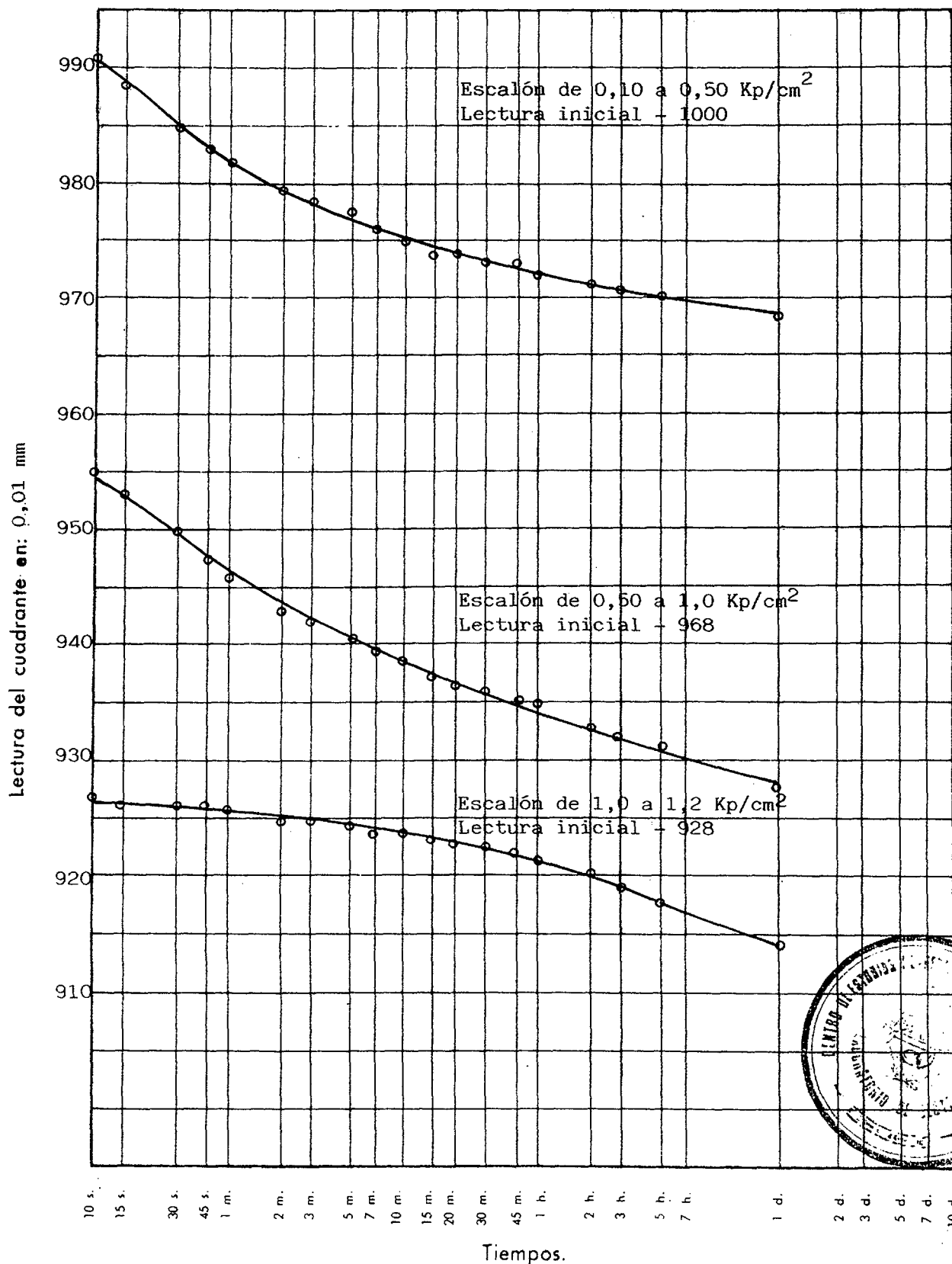
Indice de poros inicial: 1,928..... Humedad final: 48,2..... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 1000 Altura del edómetro: 12 mm
 Diametro: 70 mm



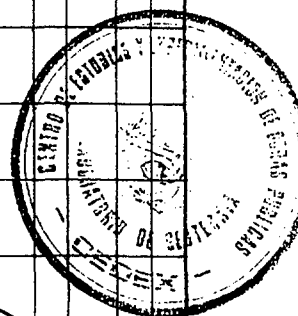
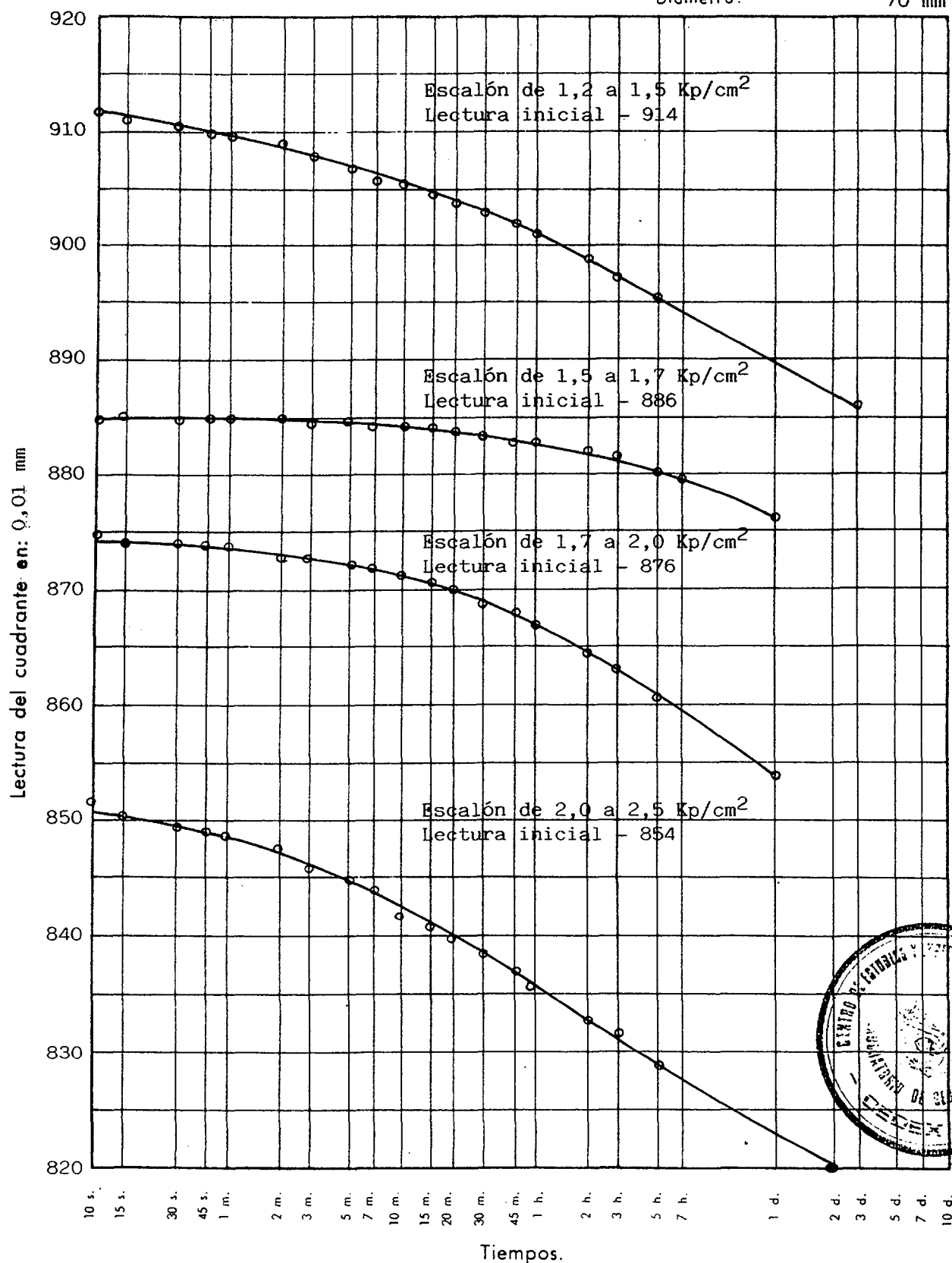
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 1000

Altura del edómetro: 12 mm

Dímetro: 70 mm



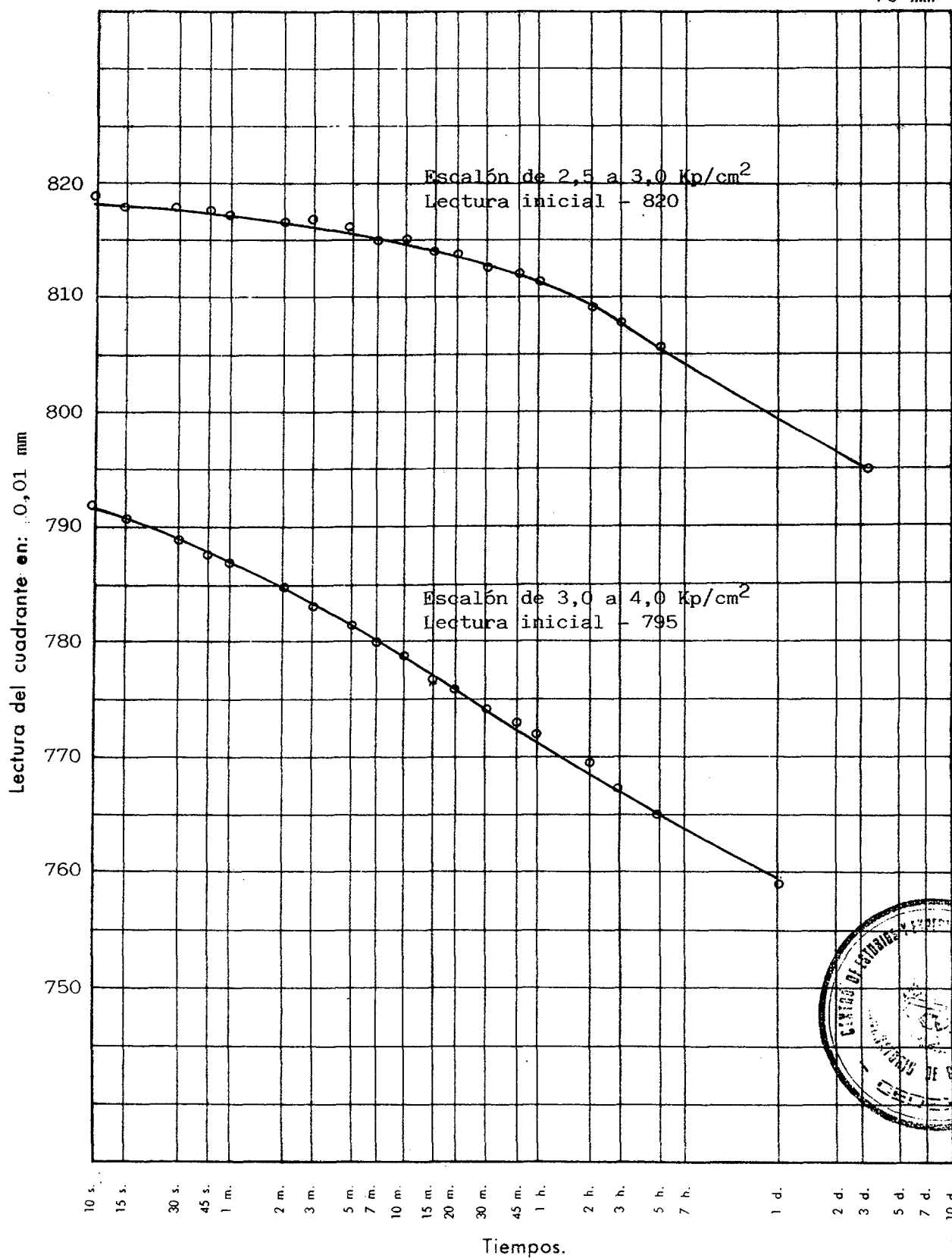
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 1000

Altura del edómetro: 12 mm

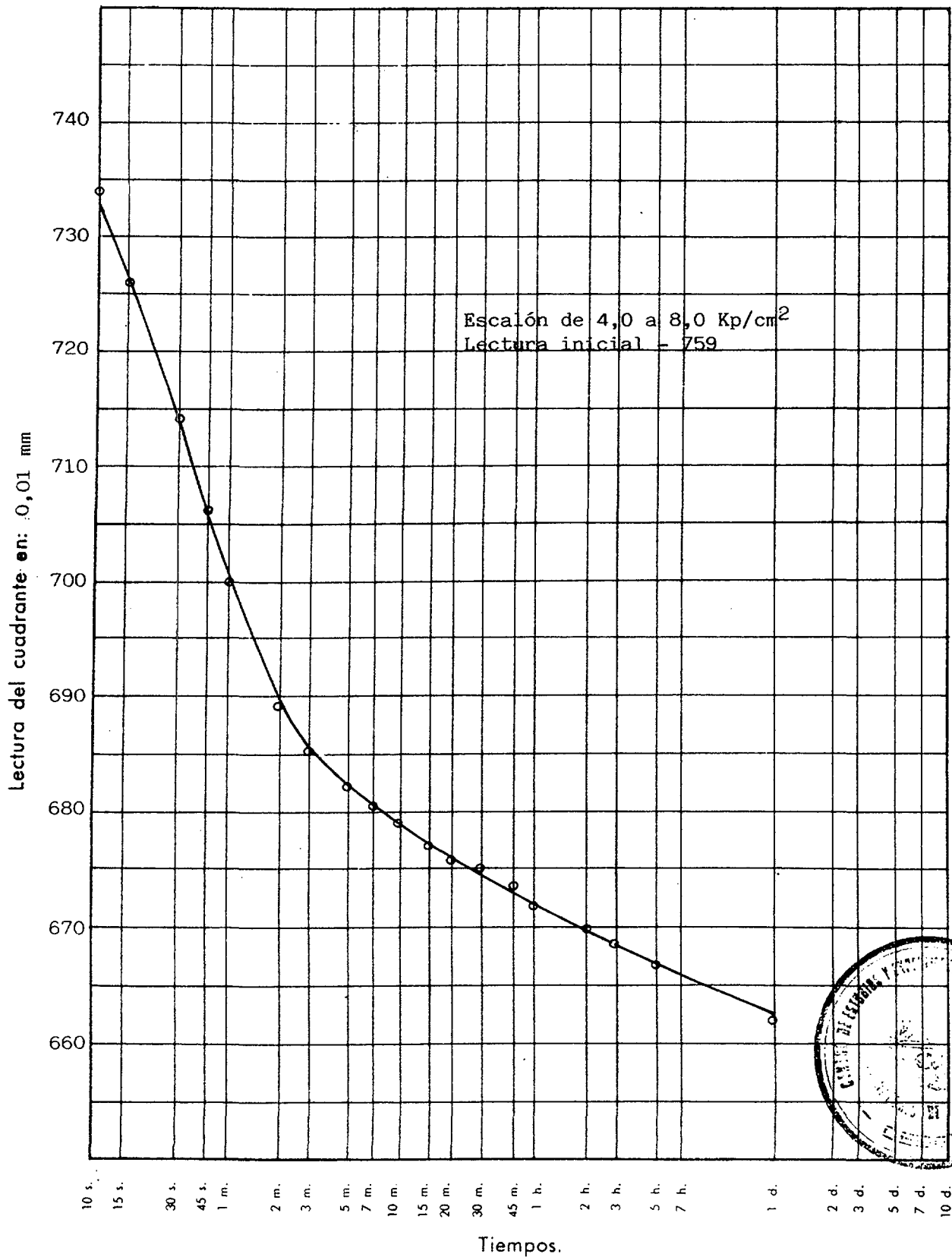
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 1000 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm

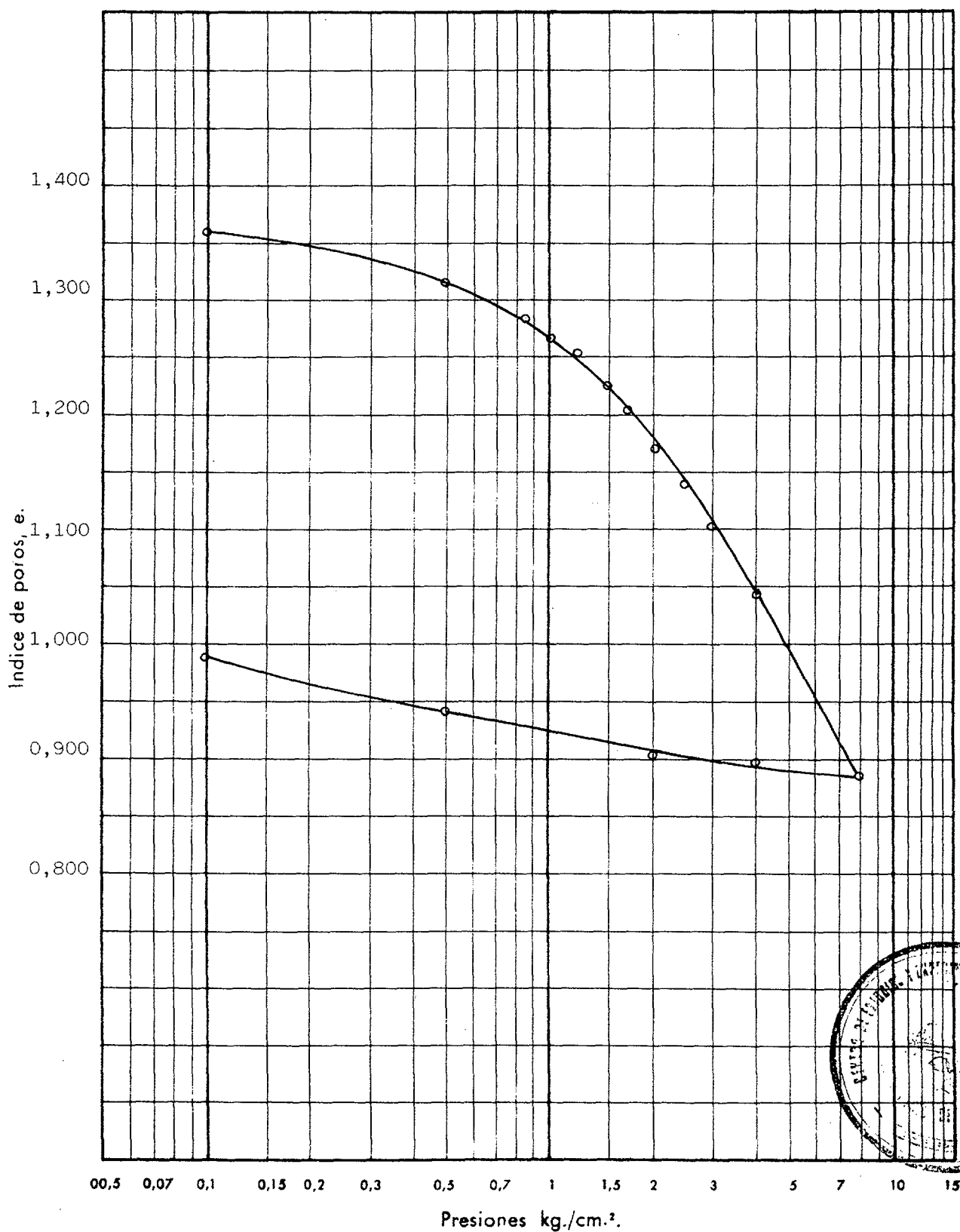


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,13 Humedad inicial: 51,9 Peso específico de las partículas: 2,66

Indice de poros inicial: 1,363 Humedad final: 39,6 Diametro muestra (cm): 7,0



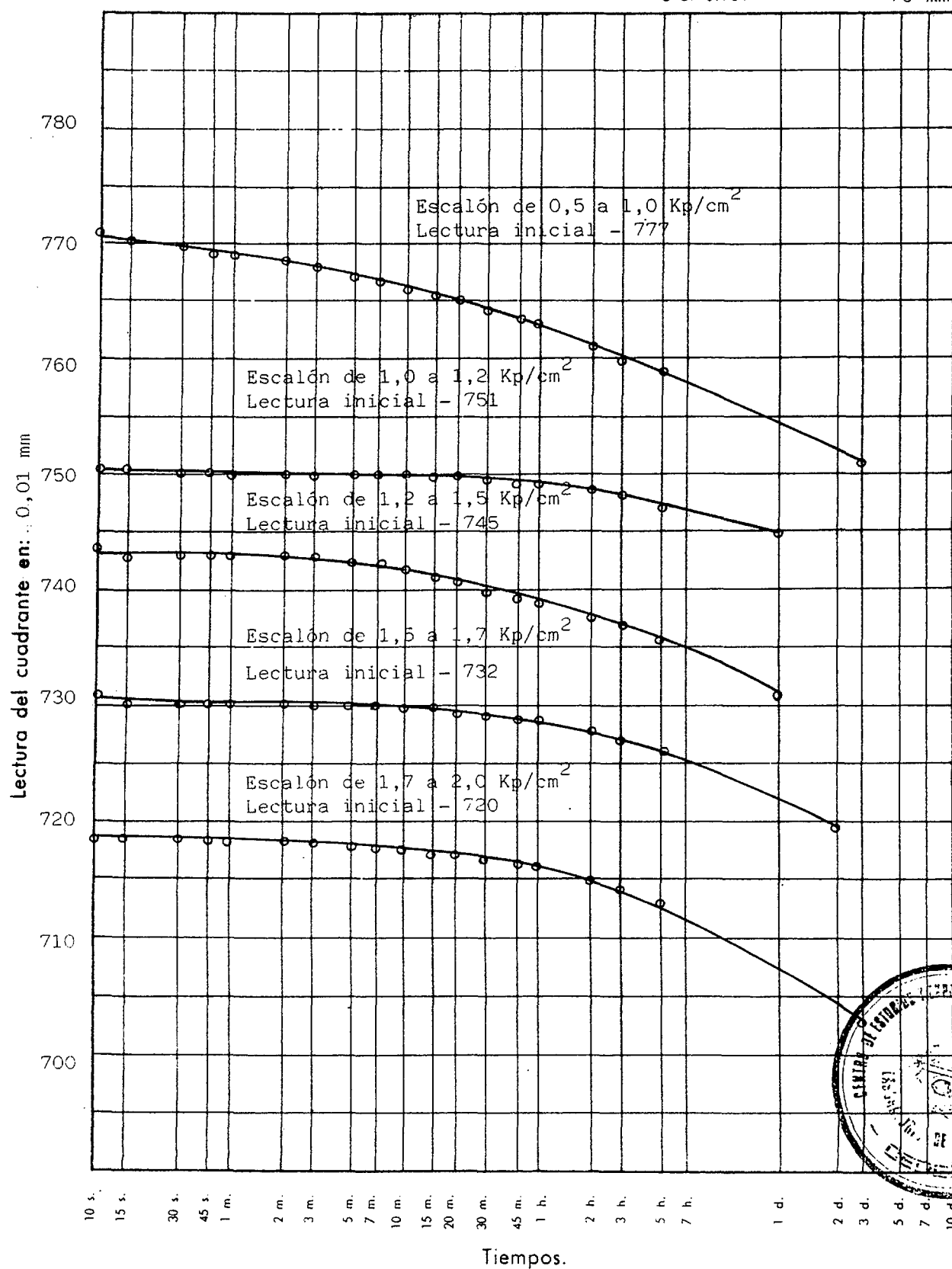
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800

Altura del edómetro: 12 mm

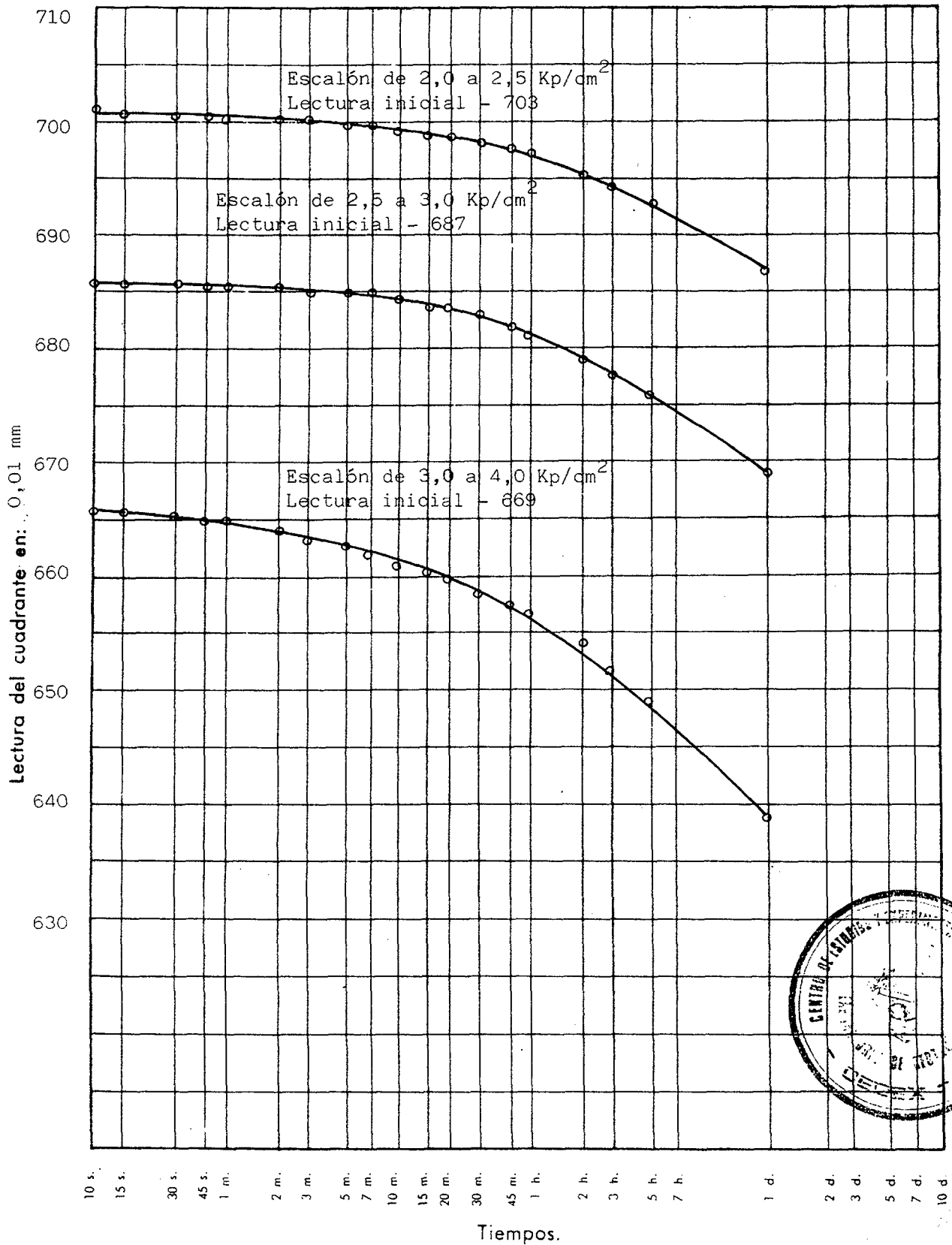
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

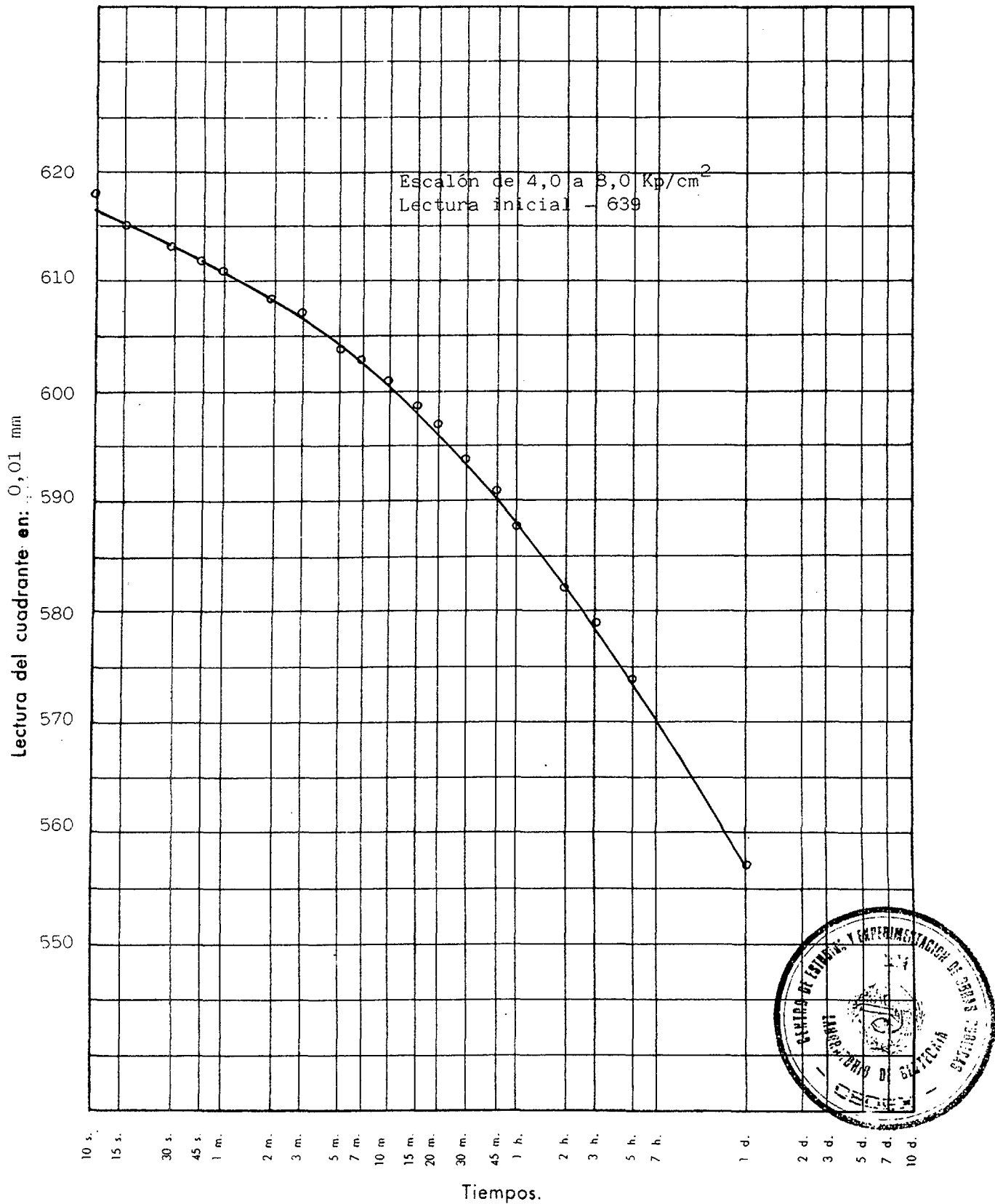
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
Diámetro: 70 mm

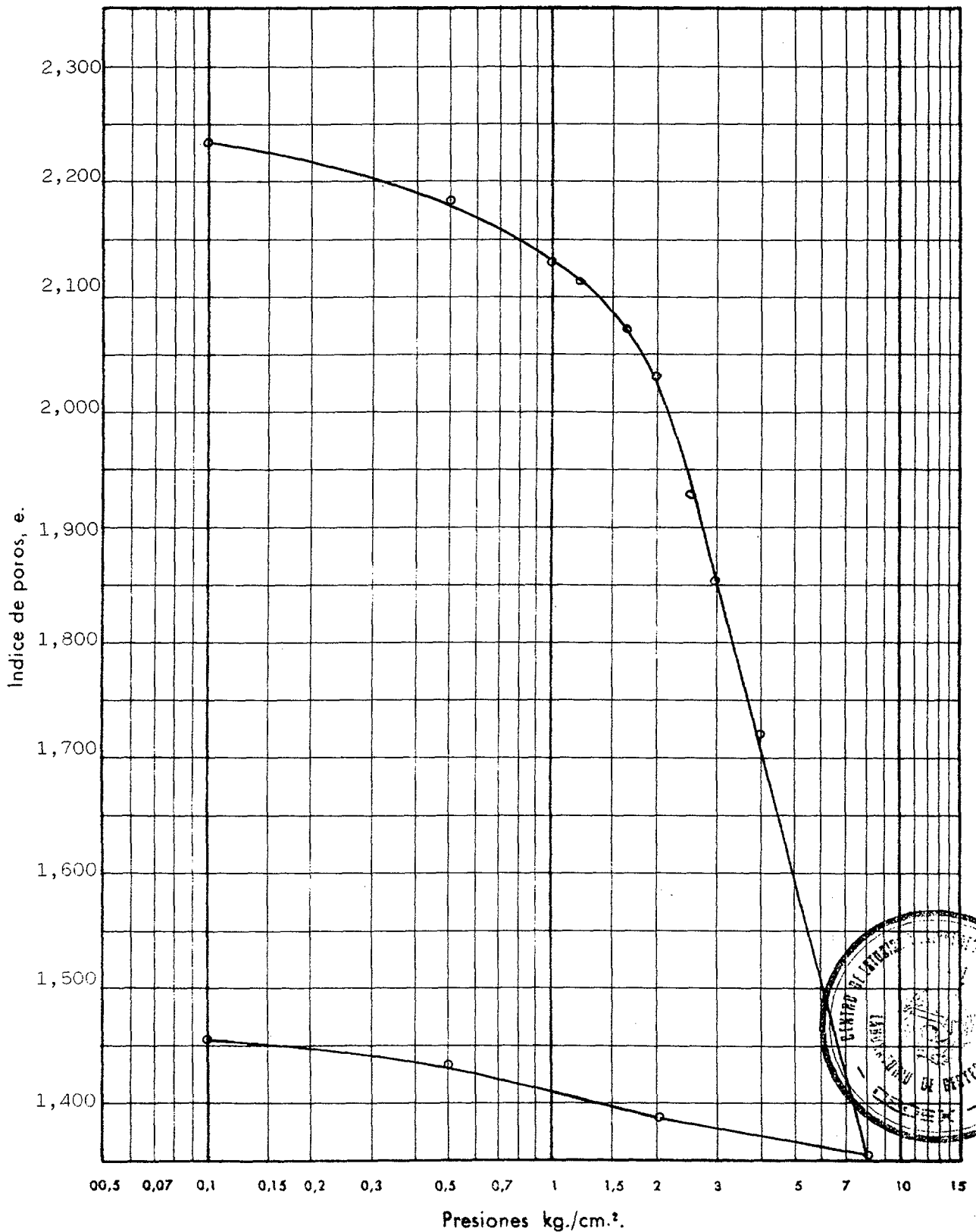


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 0,84... Humedad inicial: 81,8... Peso específico de las partículas: 2,71

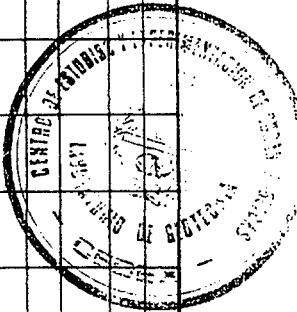
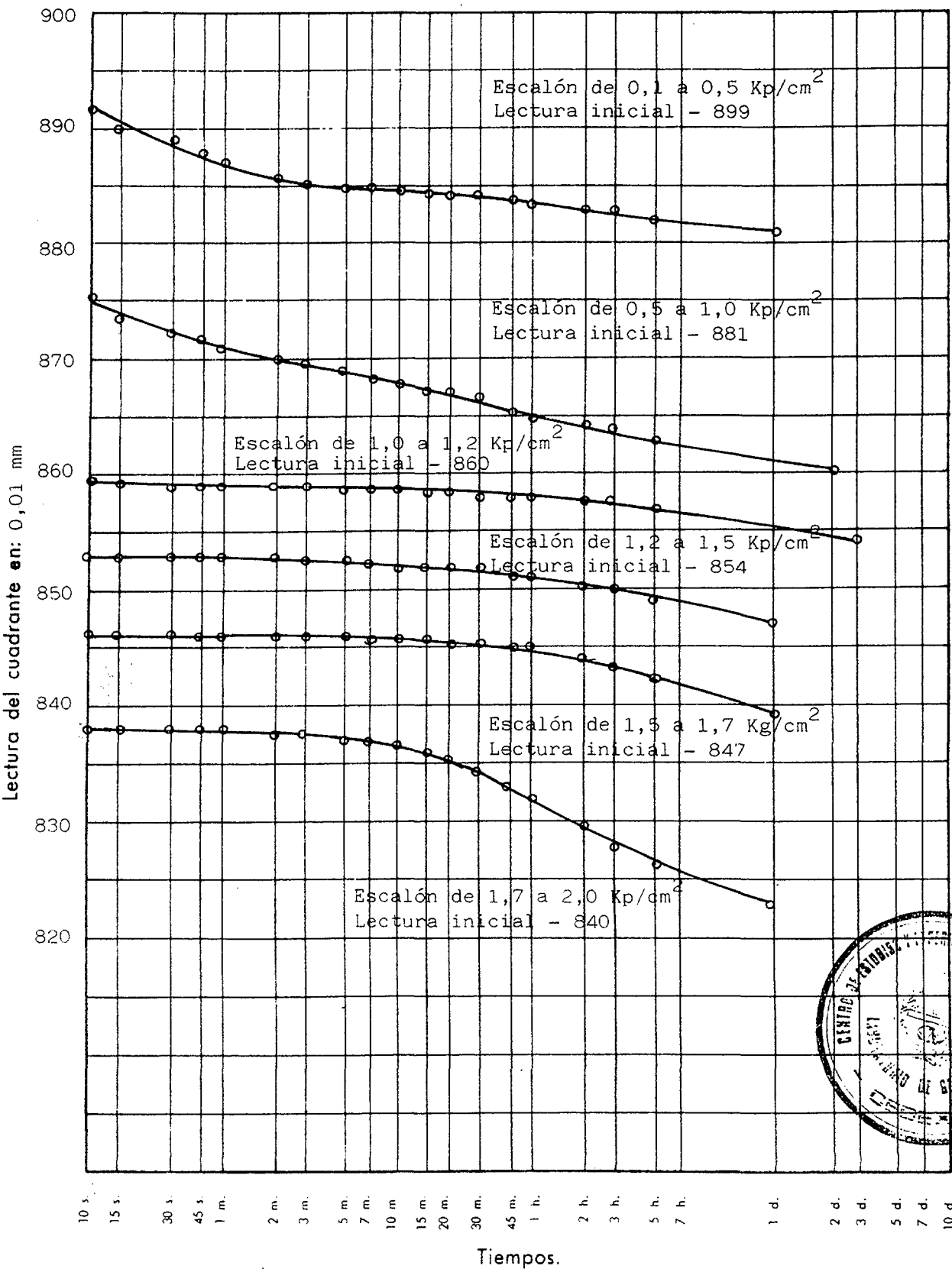
Indice de poros inicial: 2,237... Humedad final: 57,1... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

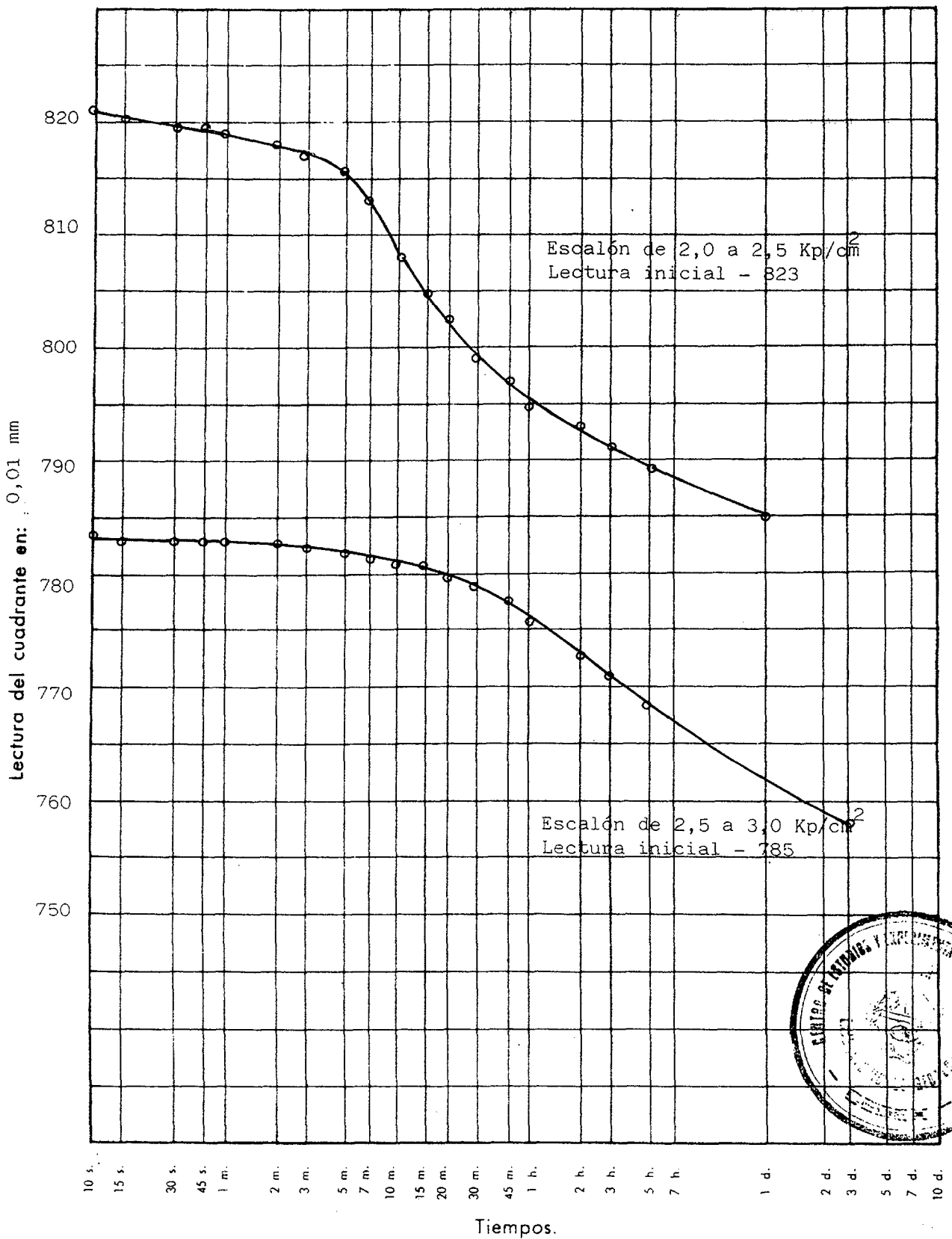
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

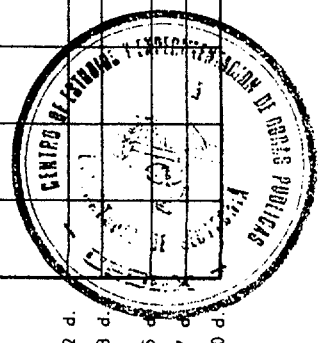
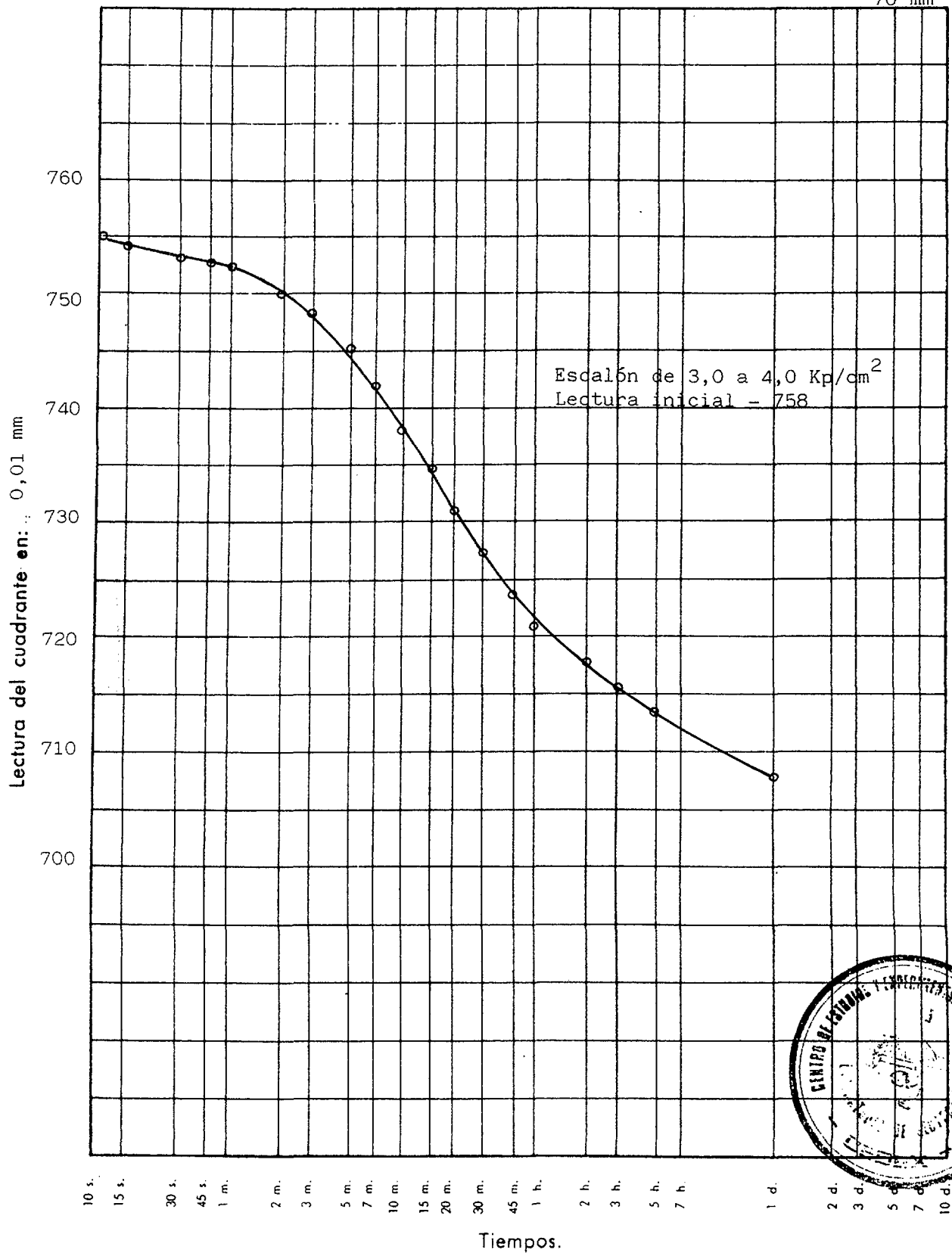
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

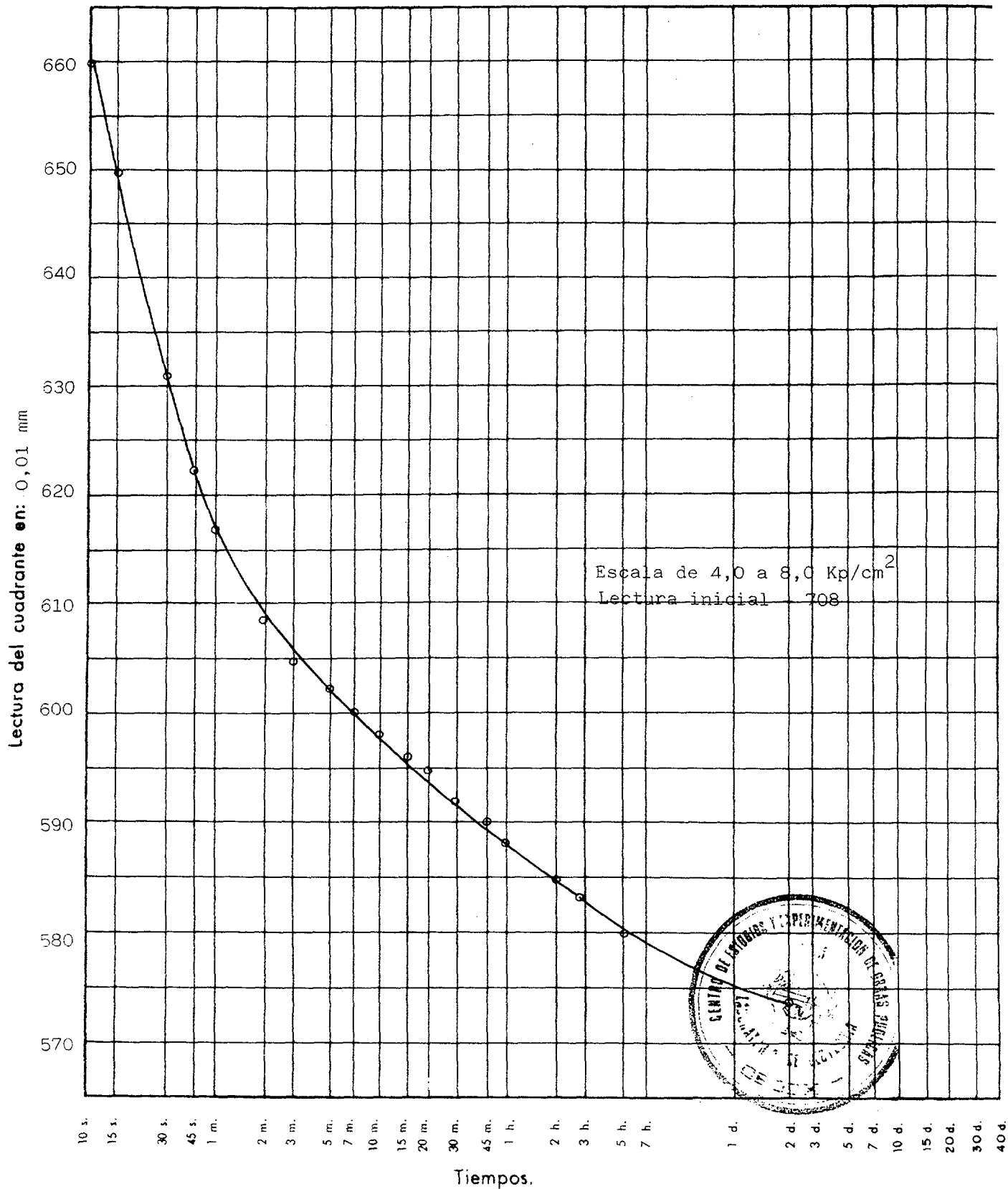
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diámetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

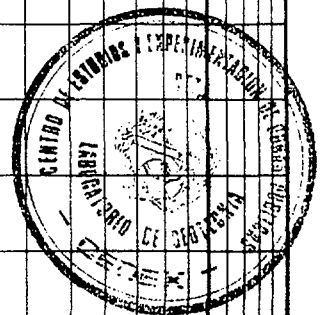
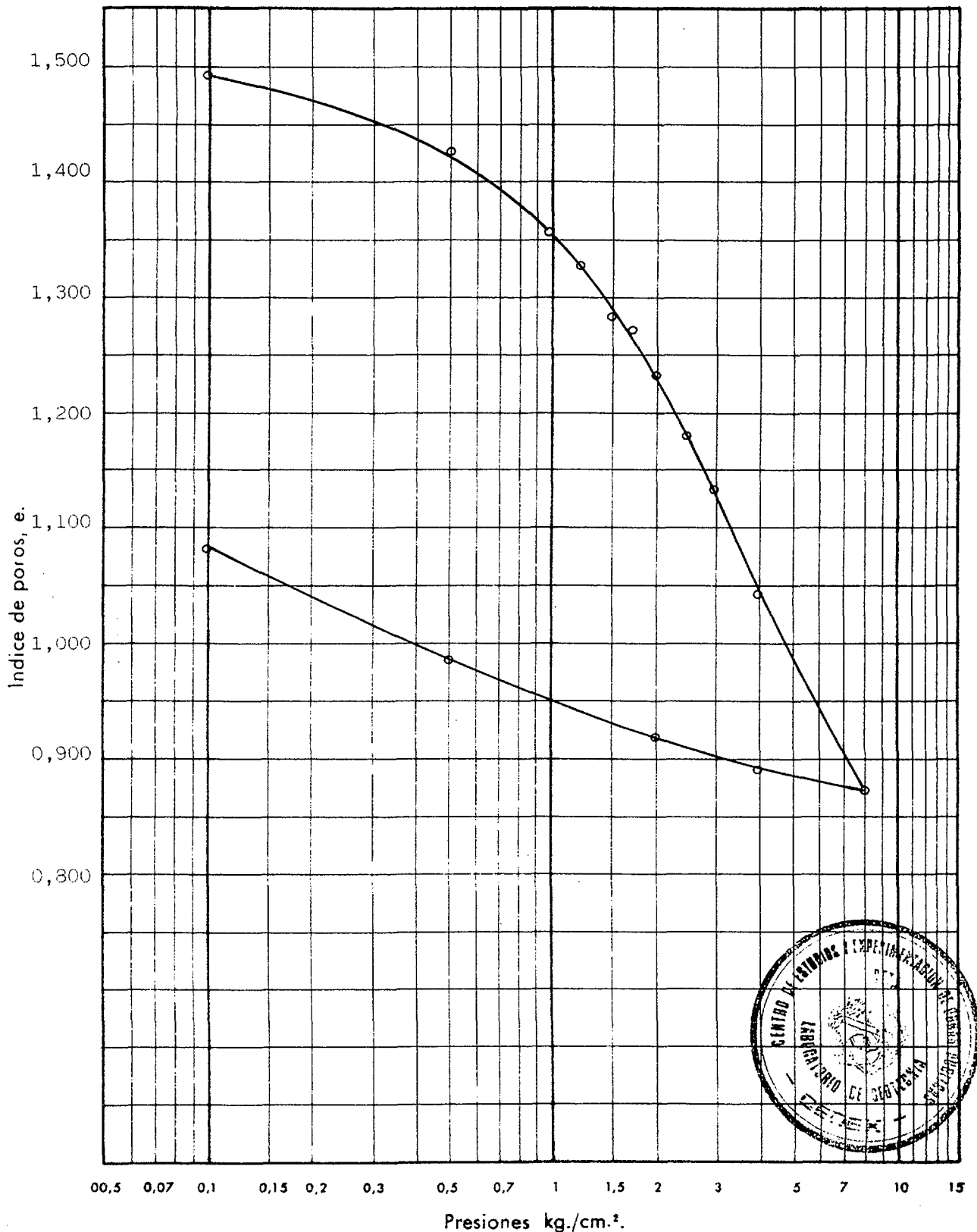
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 20 mm
 Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

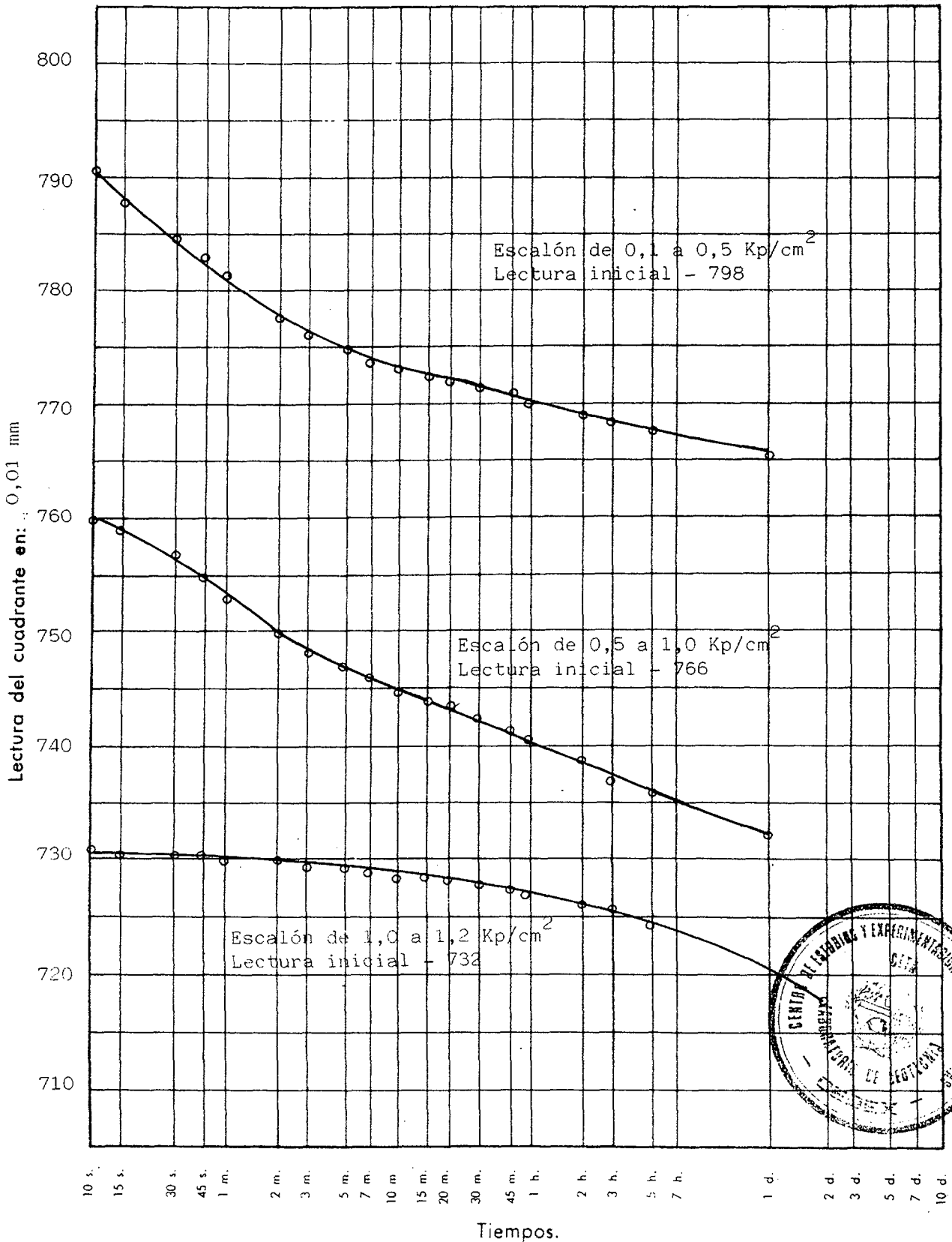
Densidad seca inicial: 1,08 Humedad inicial: 56,0 Peso específico de las partículas: 2,70
 Indice de poros inicial: 1,499 Humedad final: 42,5 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm



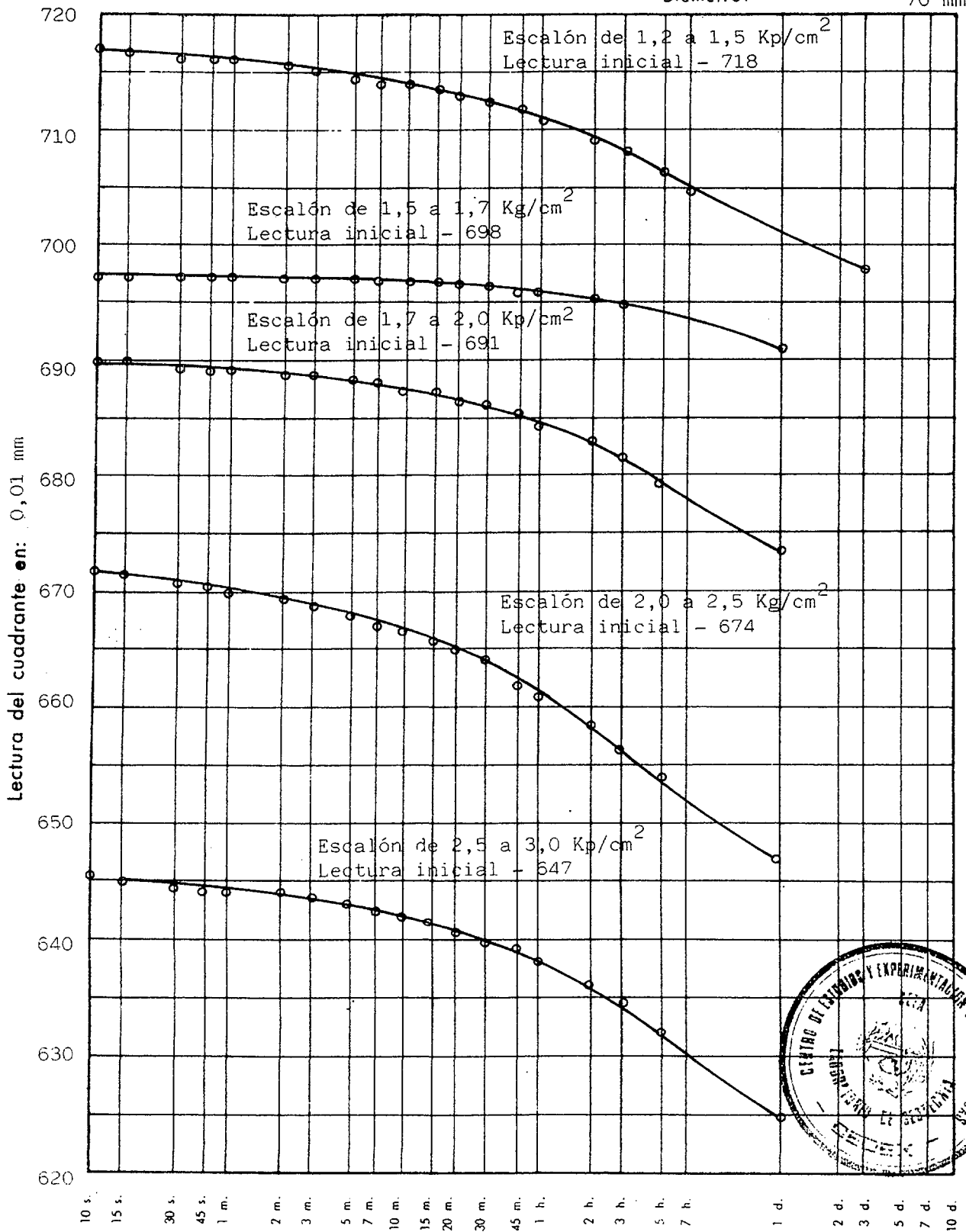
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800

Altura del edómetro: 12 mm

Dímetro: 70 mm



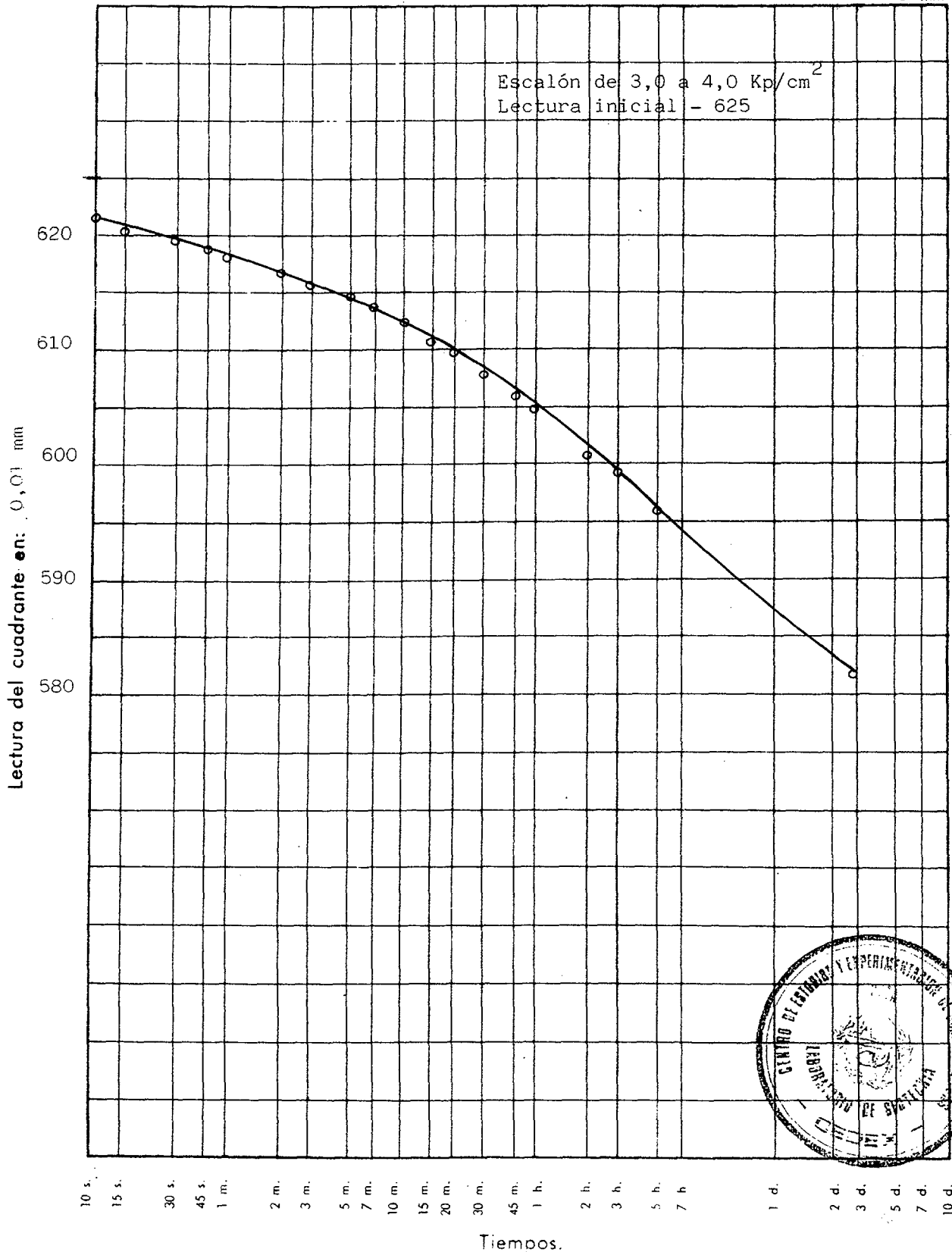
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800

Altura del edómetro: 12 mm

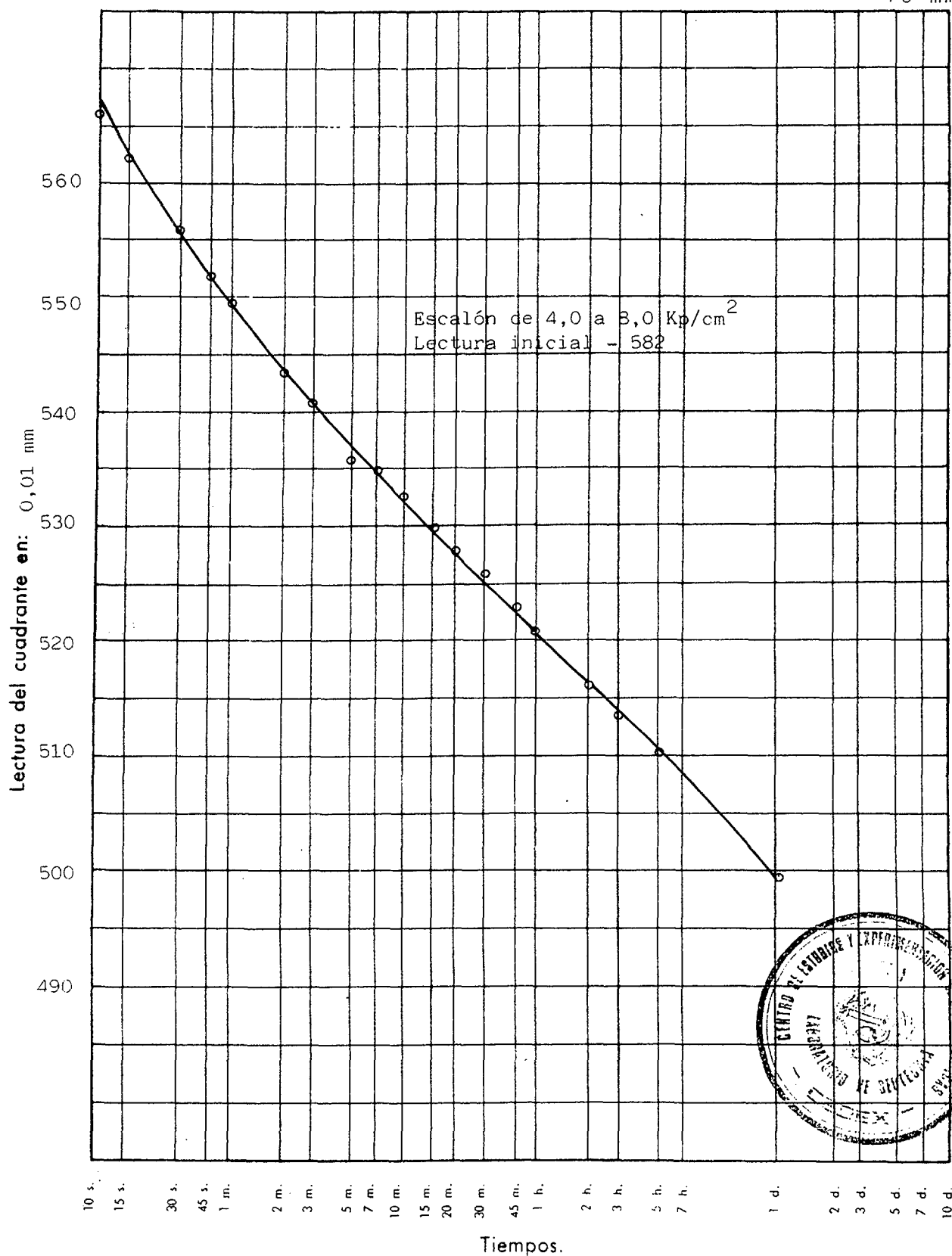
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
Diámetro: 70 mm

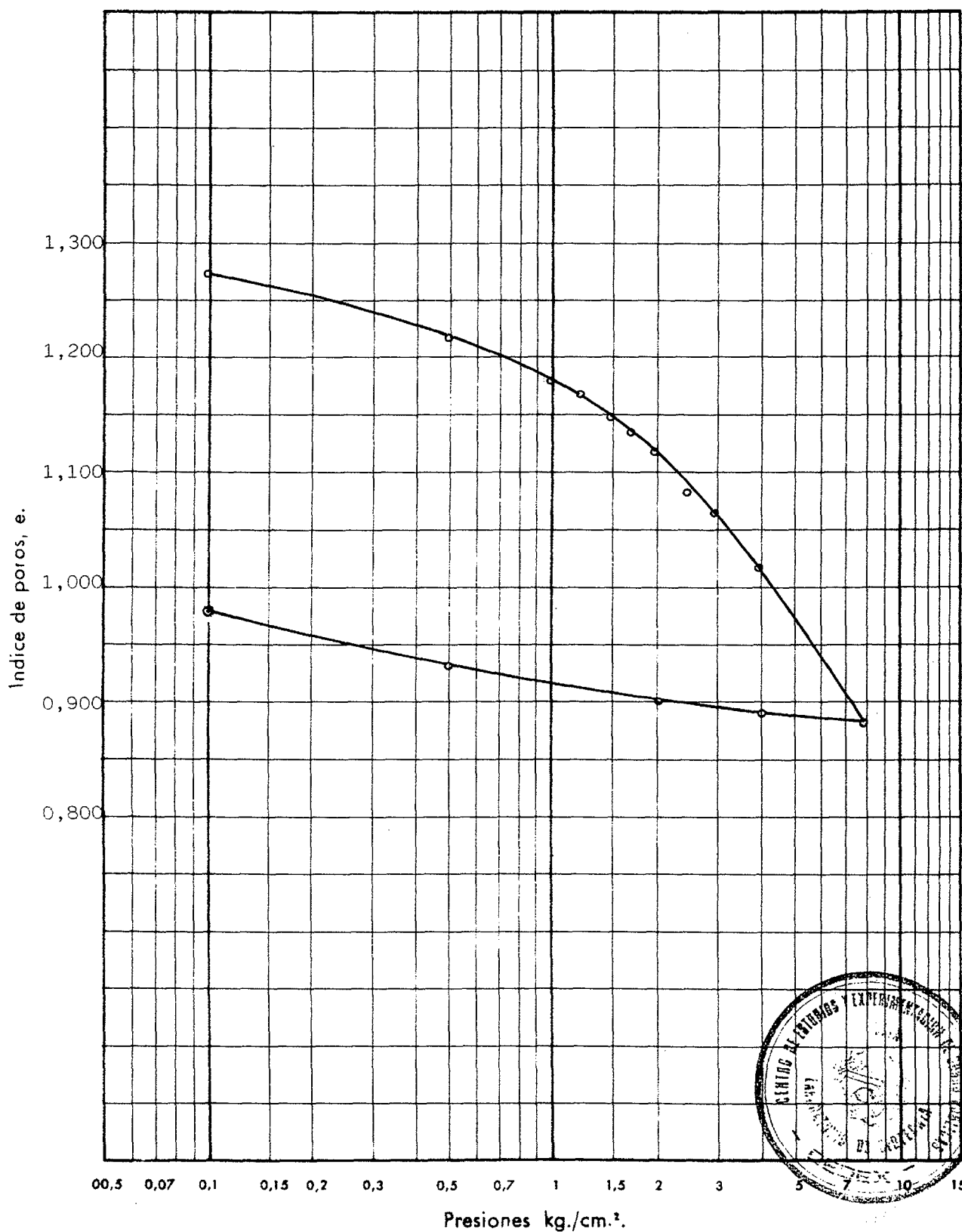


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,17..... Humedad inicial: 48,8..... Peso específico de las partículas: 2,67

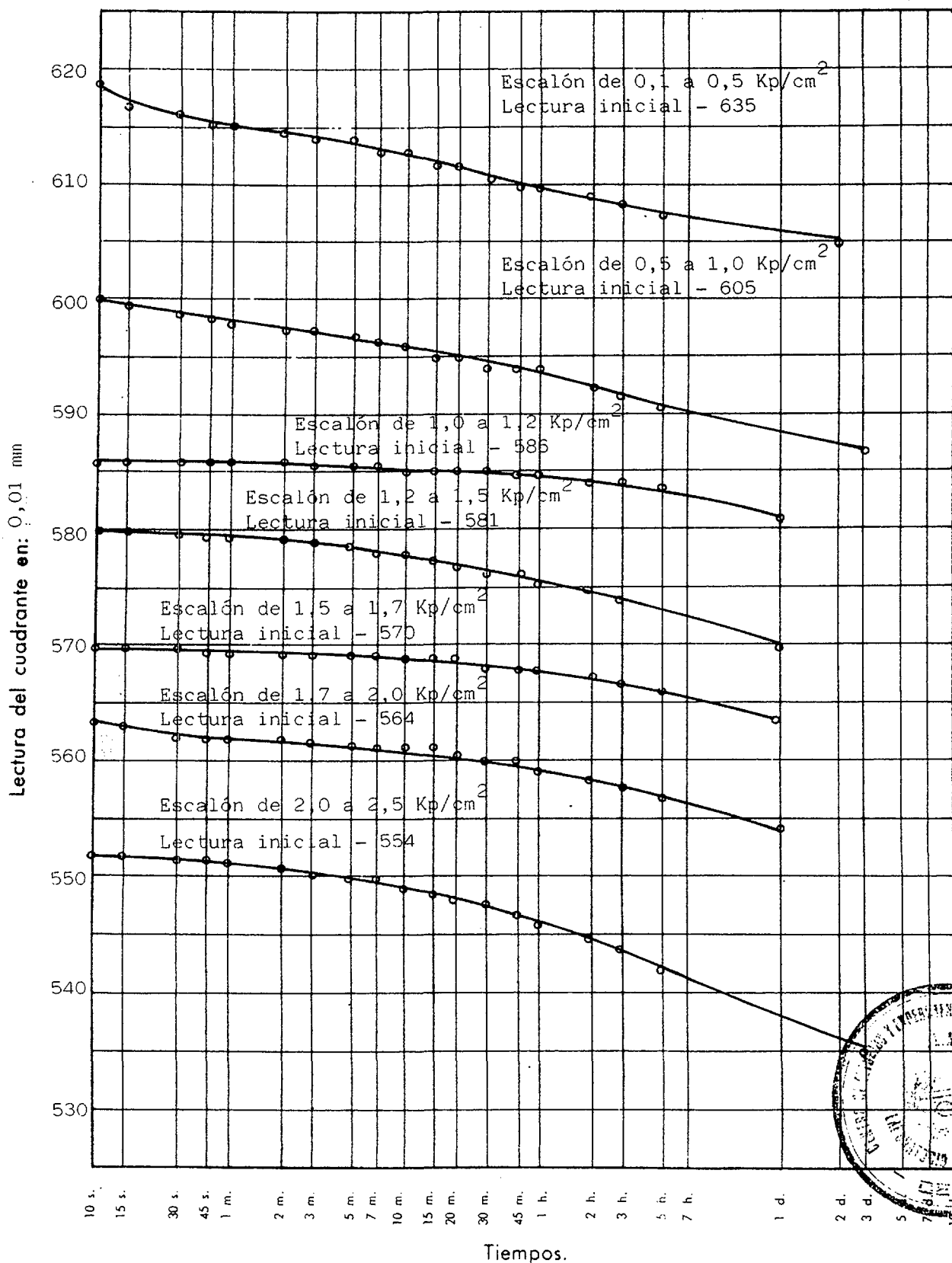
Indice de poros inicial: 1,277..... Humedad final: 39,6..... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 637 Altura del edómetro: 12 mm
 Diametro: 70 mm



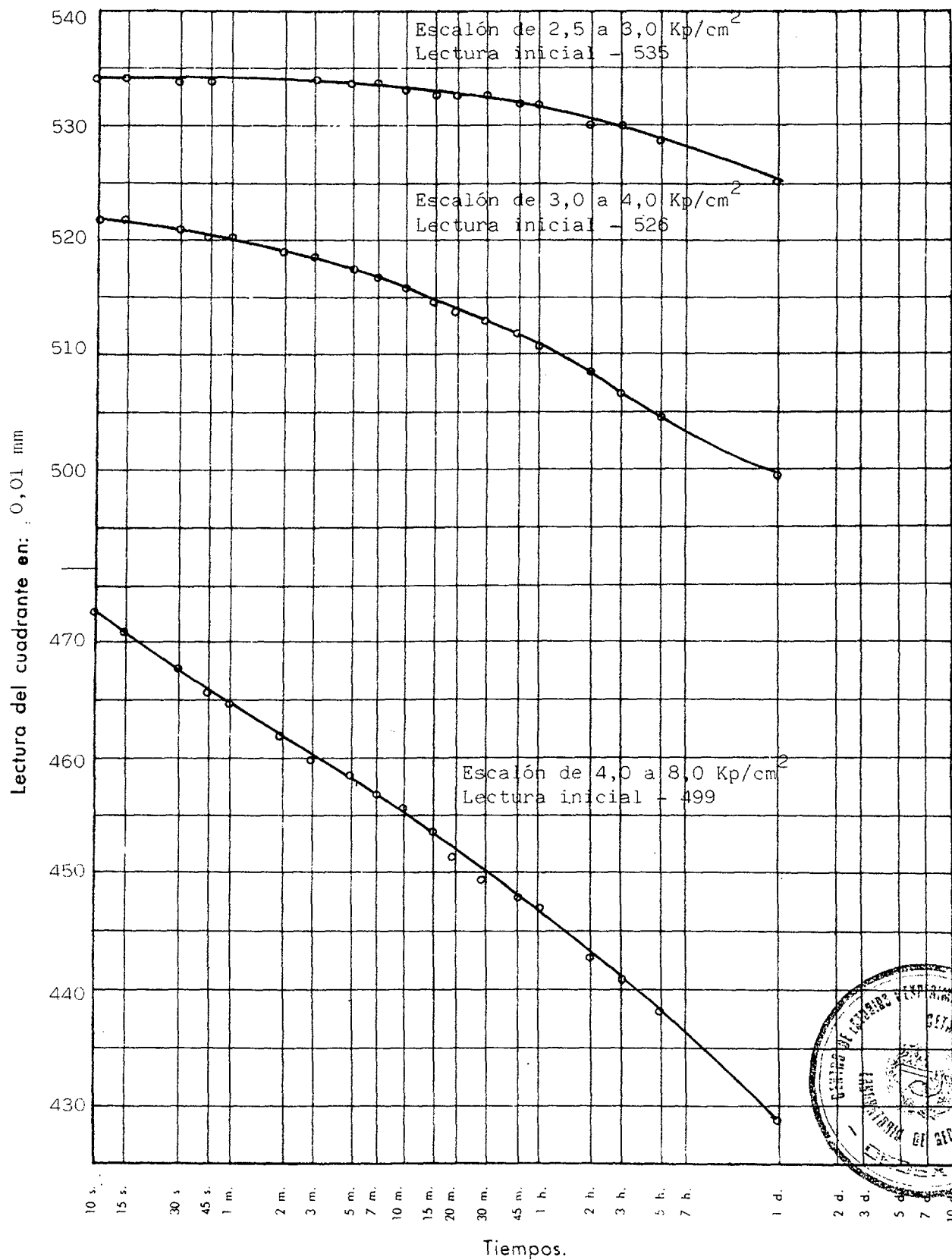
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 637

Altura del edómetro: 12 mm

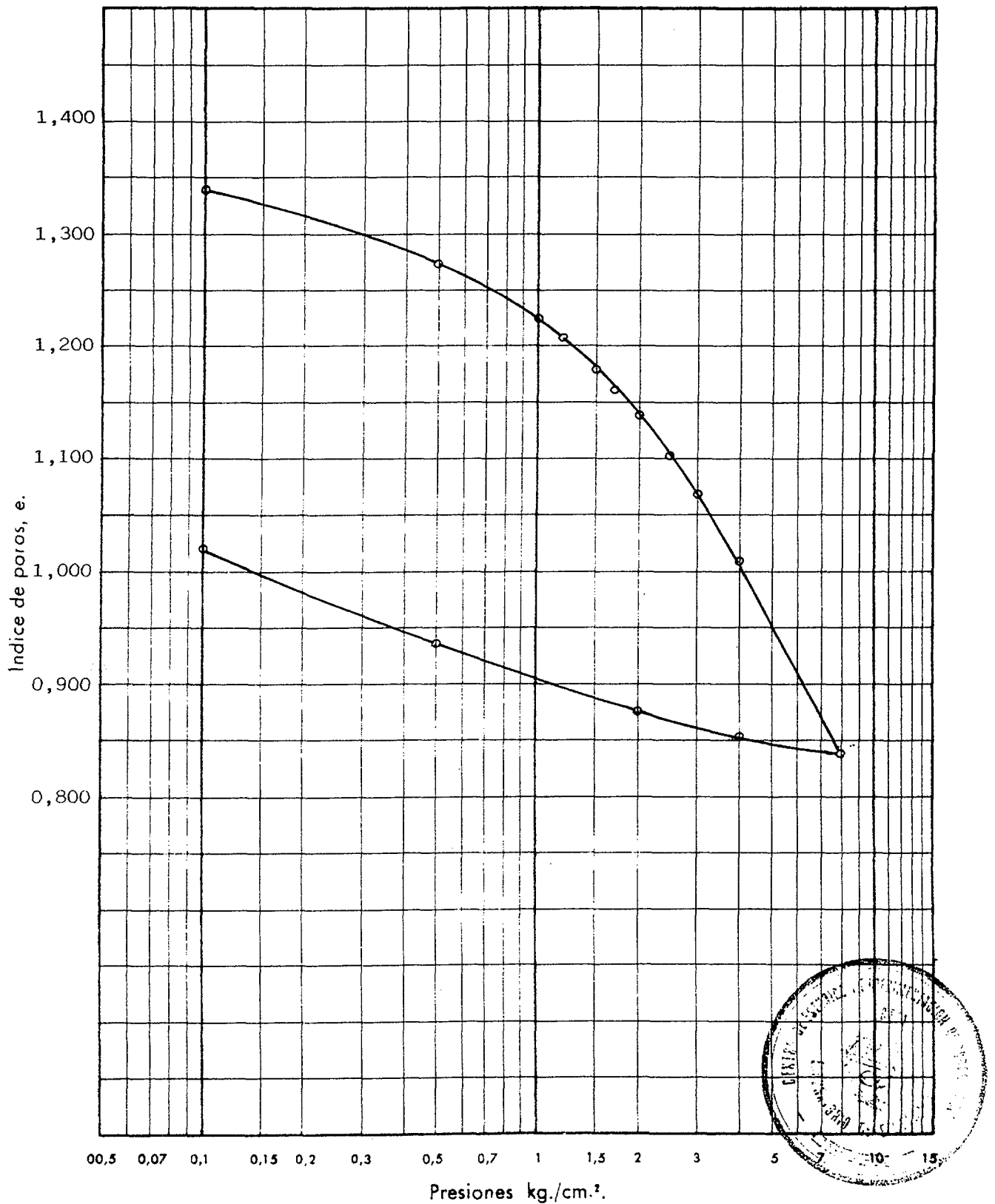
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,16 Humedad inicial: 49,5 Peso especifico de las partículas: 2,73
 Indice de poros inicial: 1,349 Humedad final: 39,5 Diametro muestra (cm): 7,0

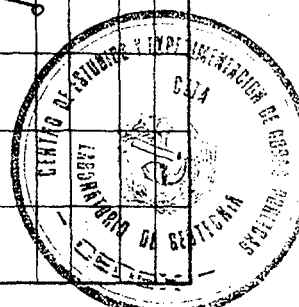
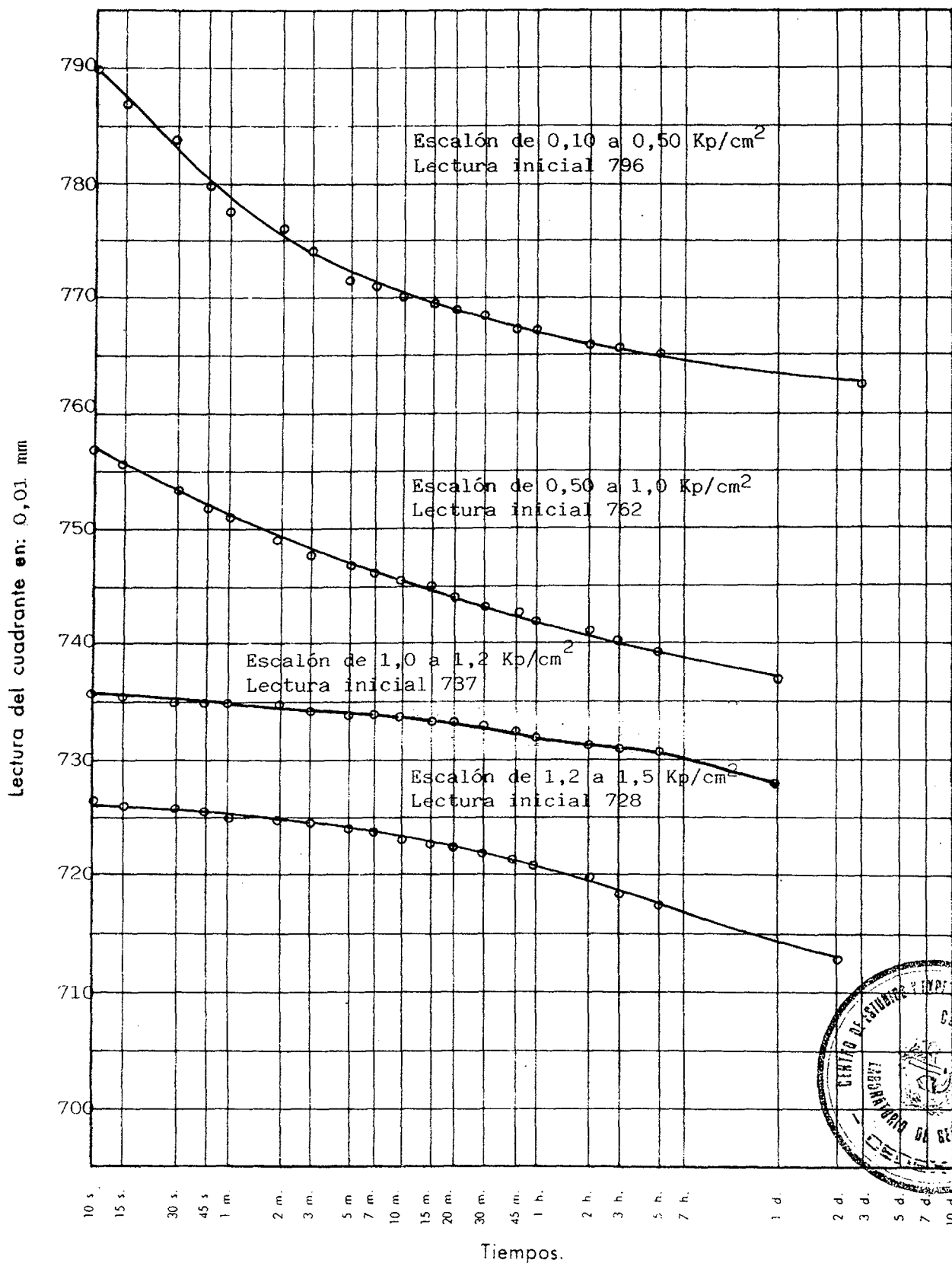


ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm

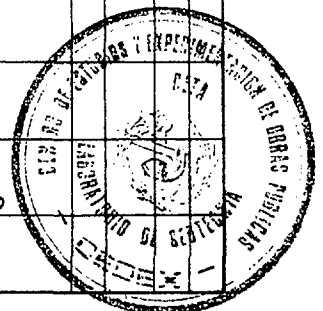
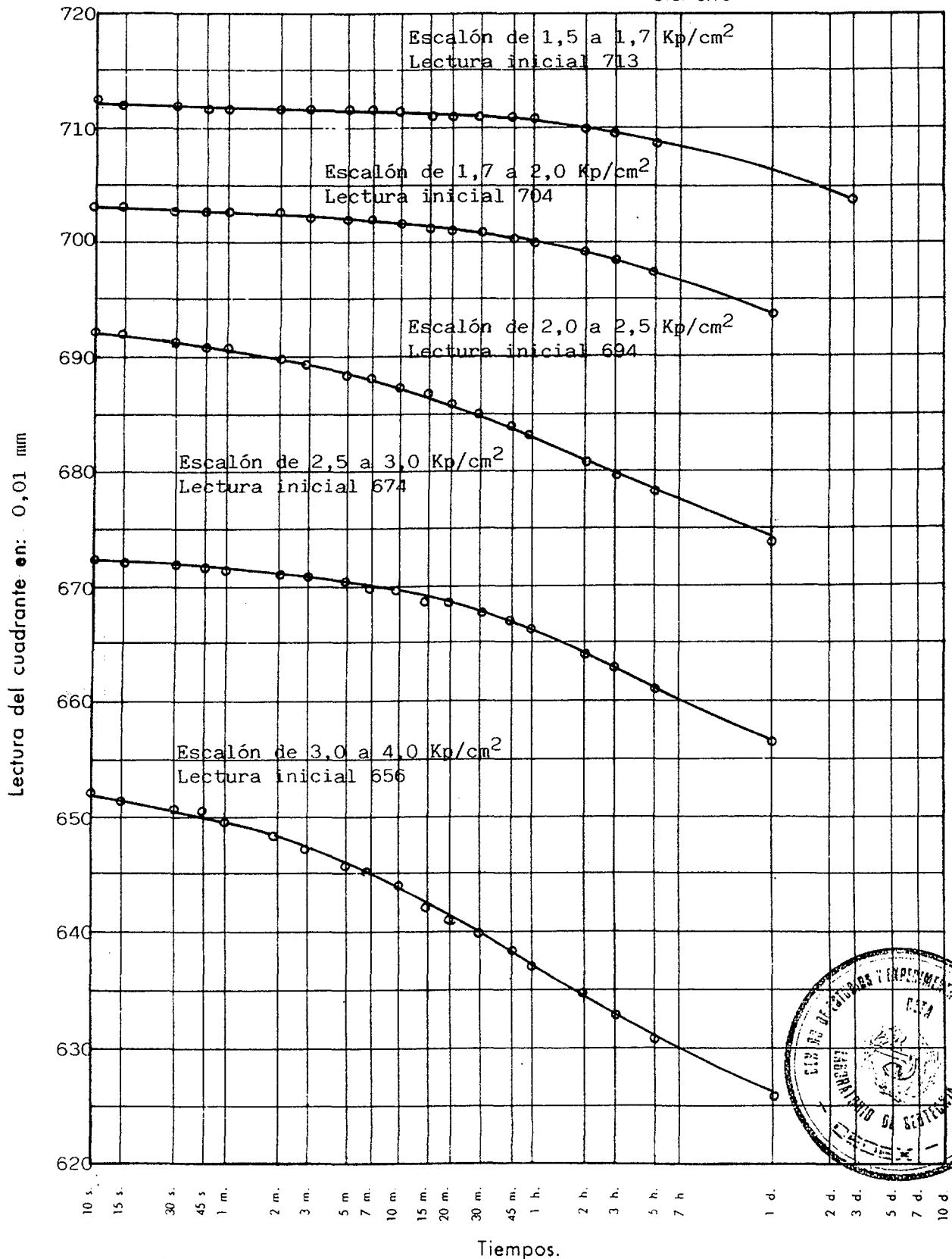
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

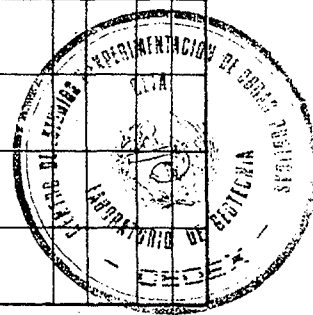
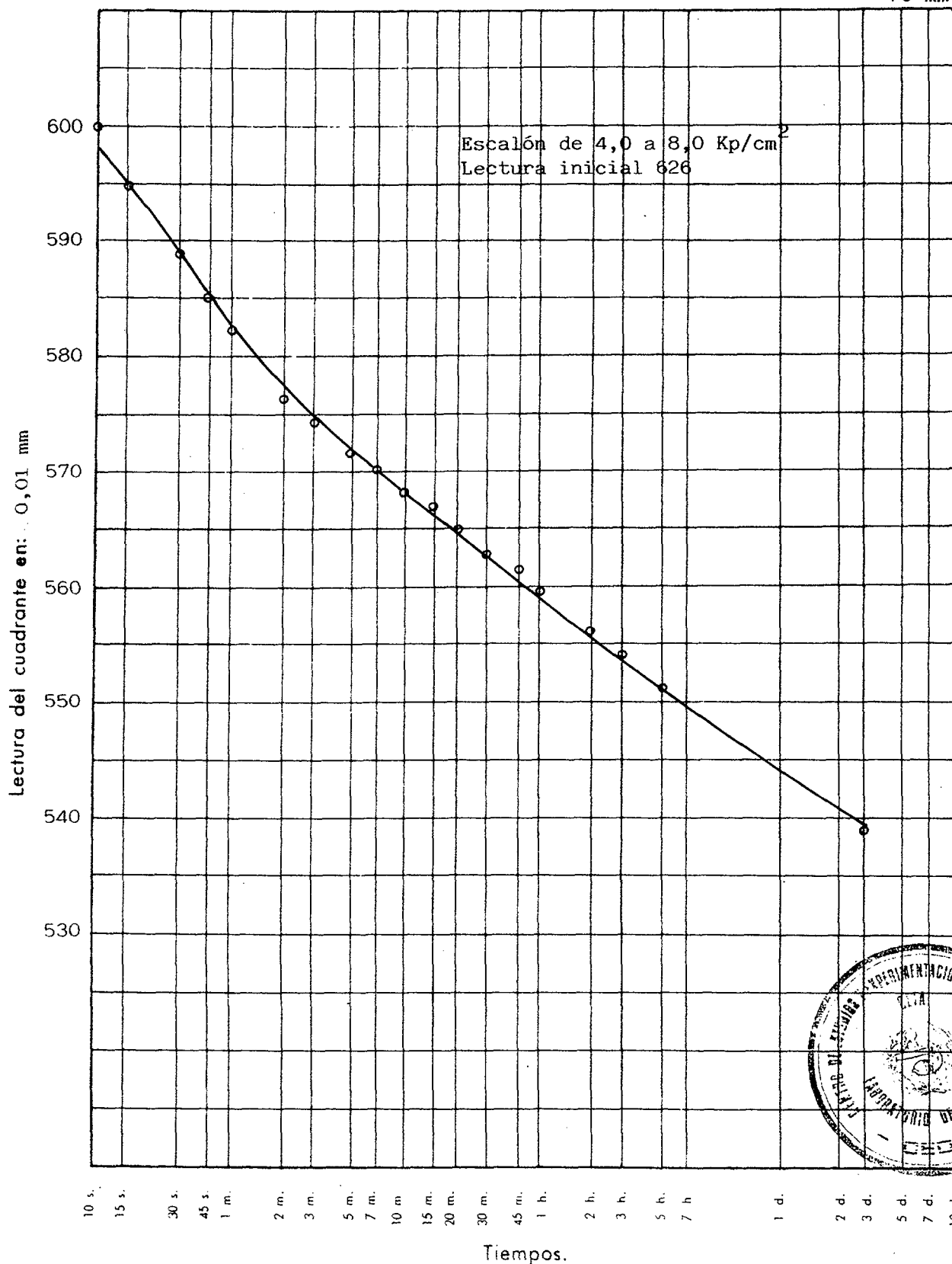
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
 Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
 Diámetro: 70 mm

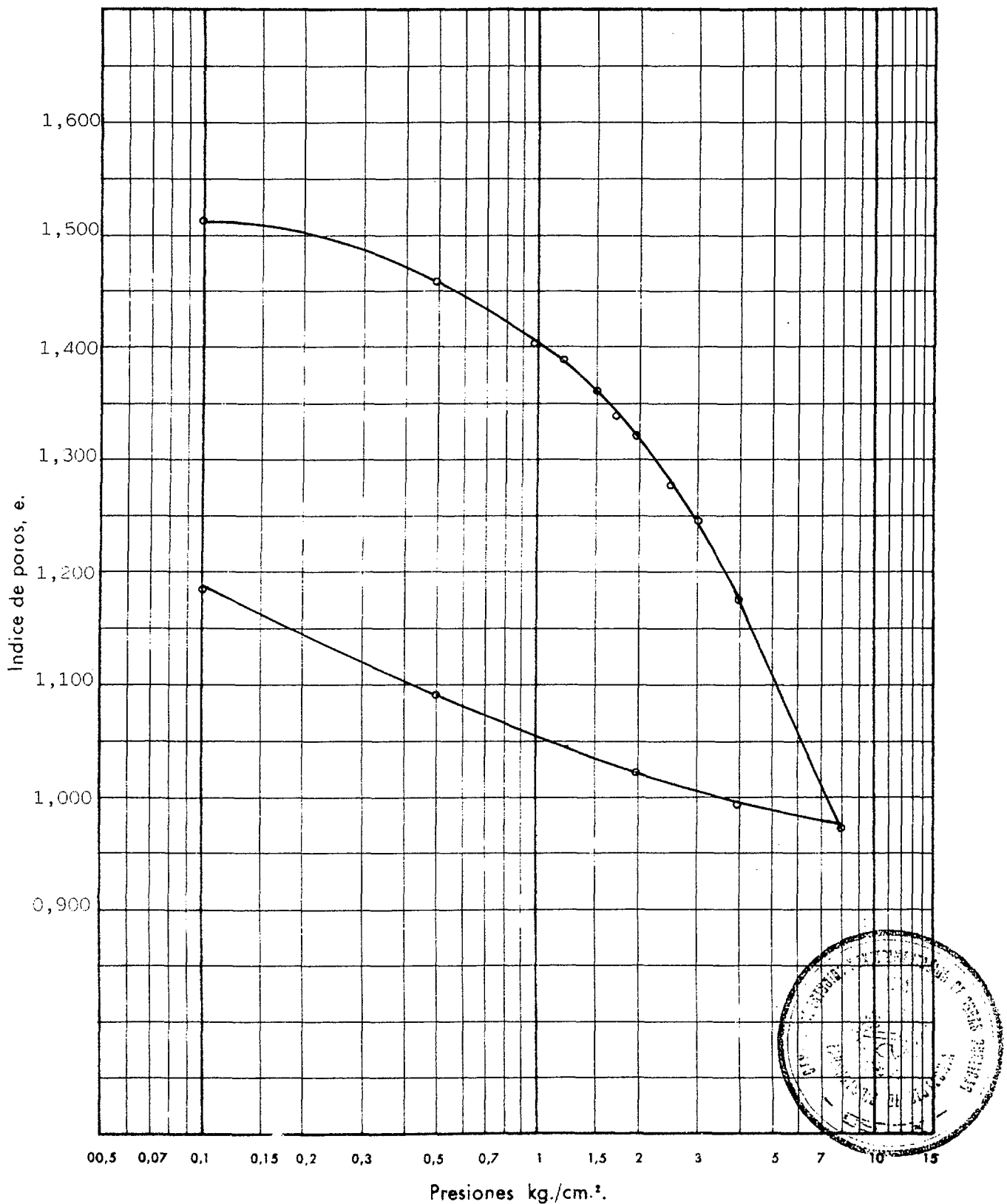


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,08 Humedad inicial: 56,0 Peso específico de las partículas: 2,71

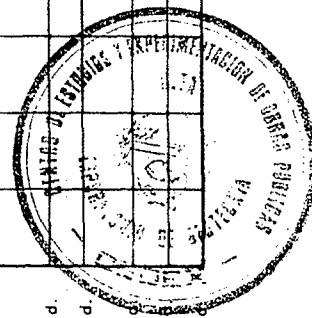
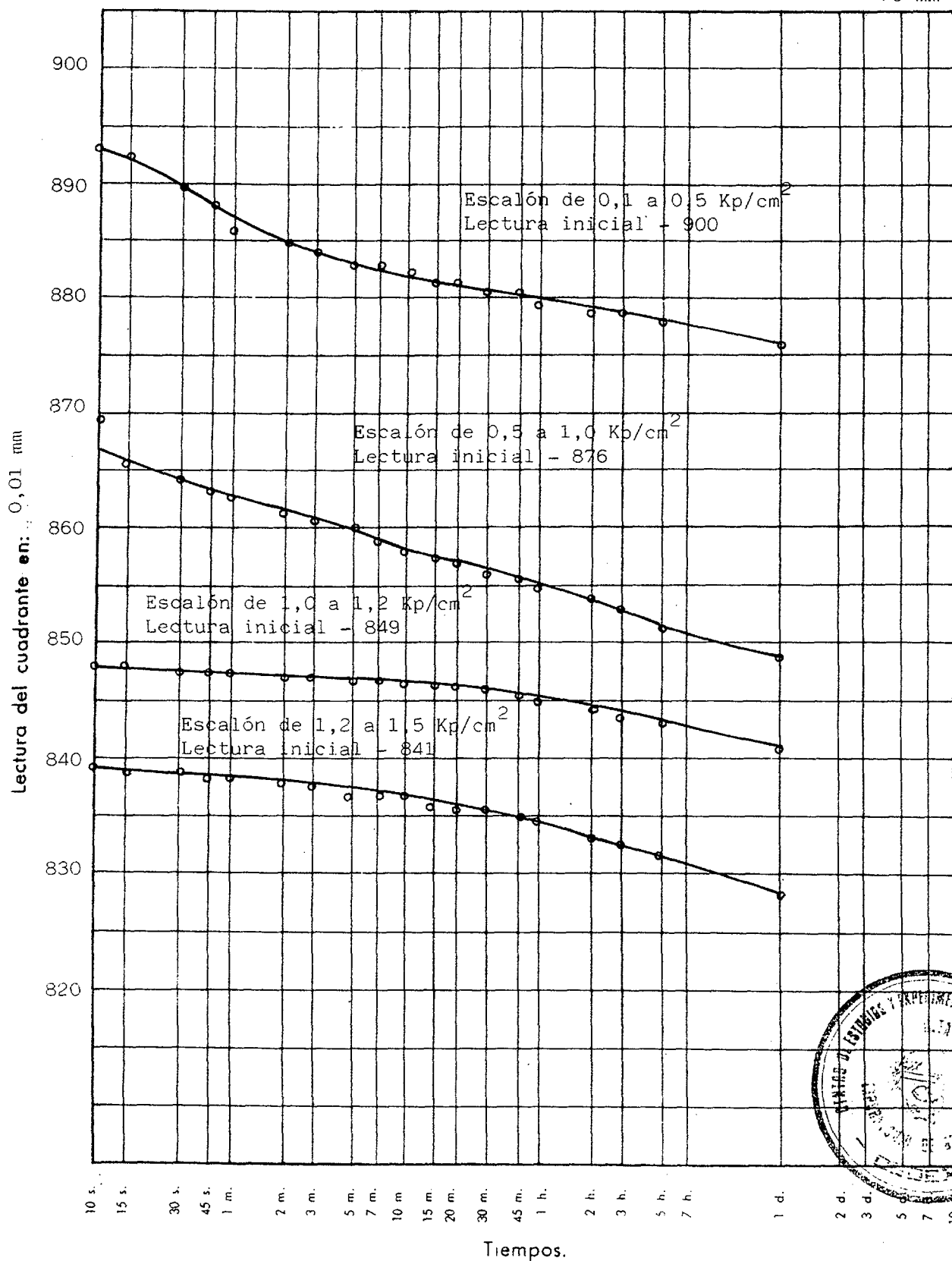
Indice de poros inicial: 1,513 Humedad final: 47,2 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

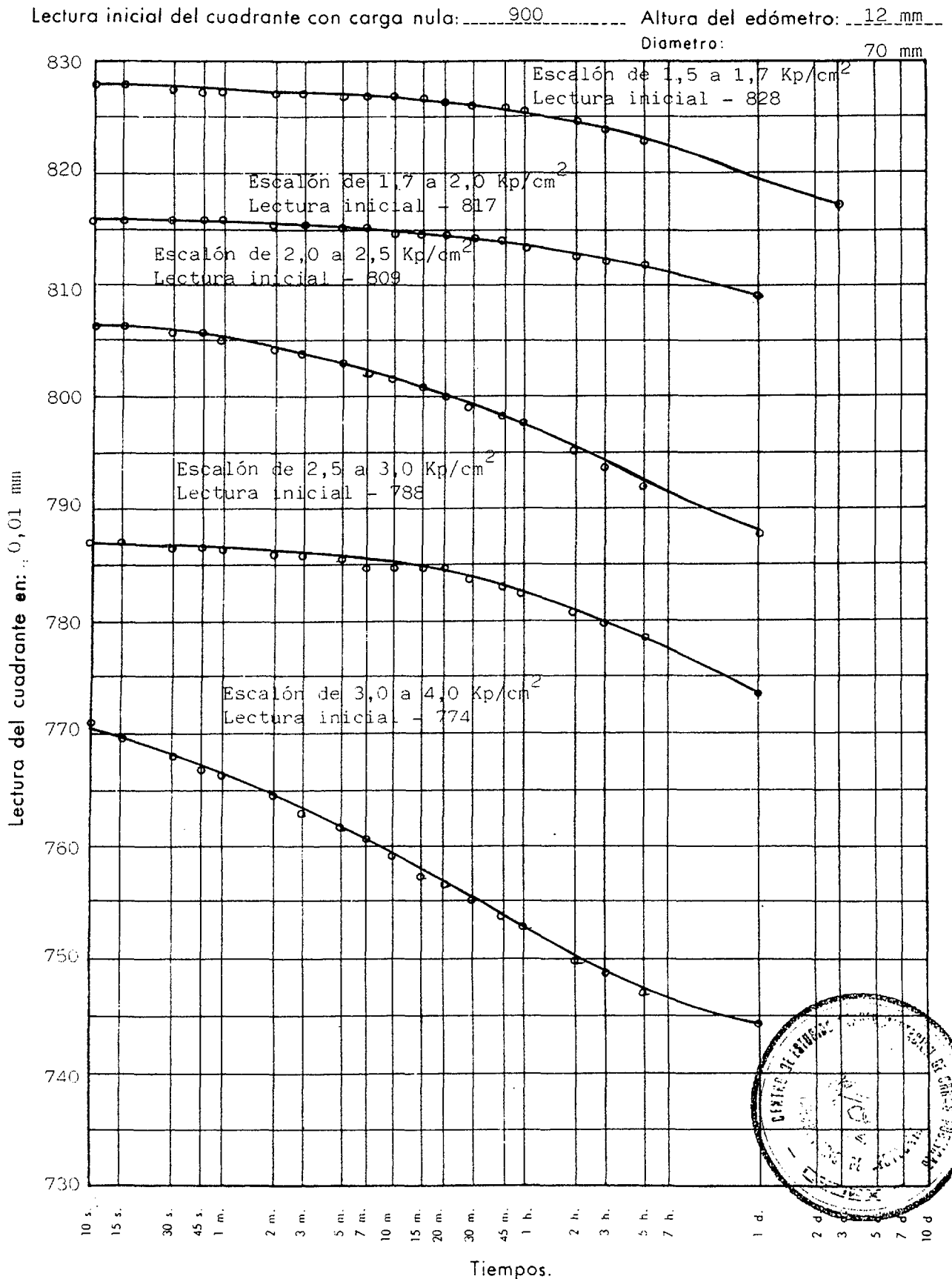
CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION



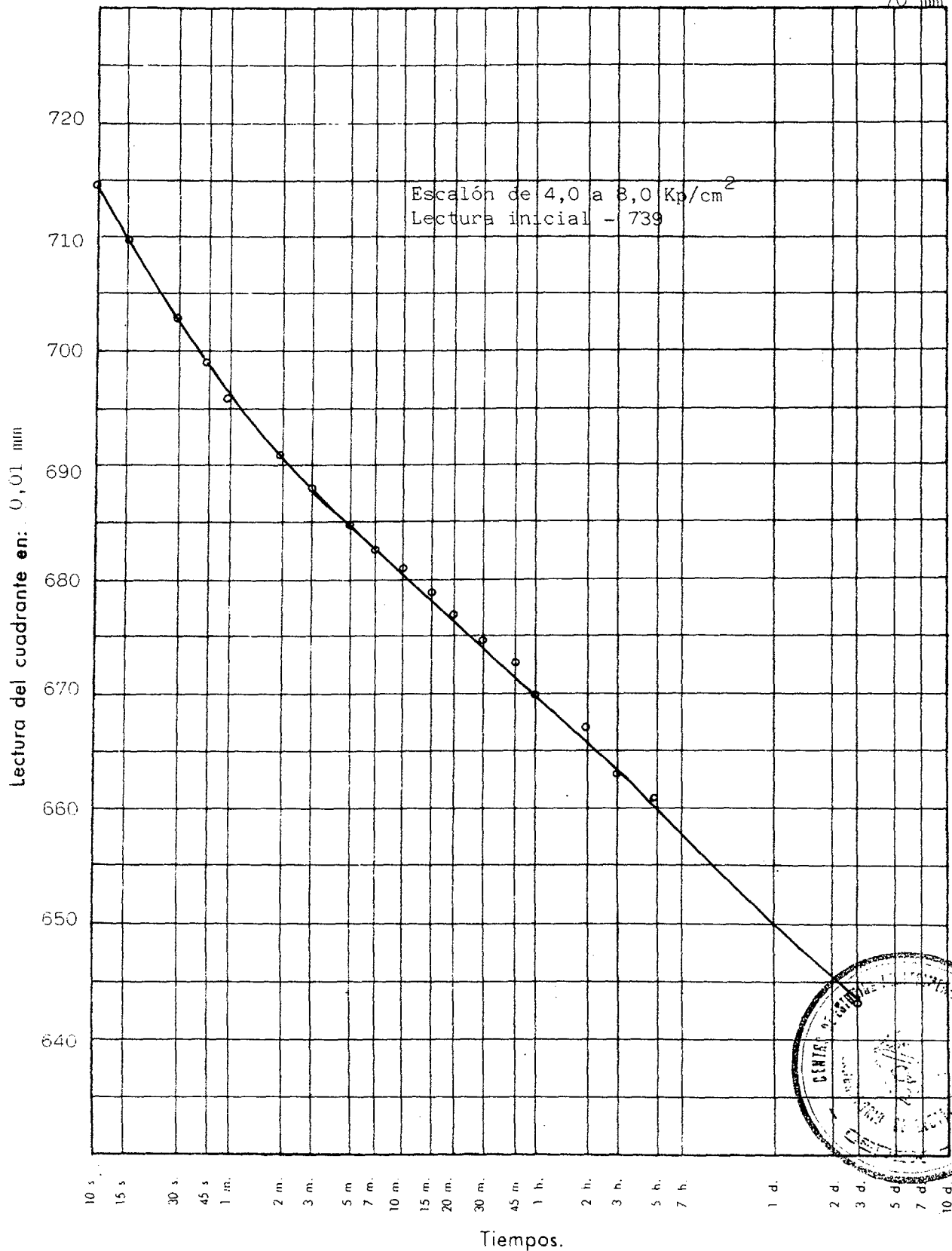
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900

Altura del edómetro: 12 mm

Diametro: 70 mm

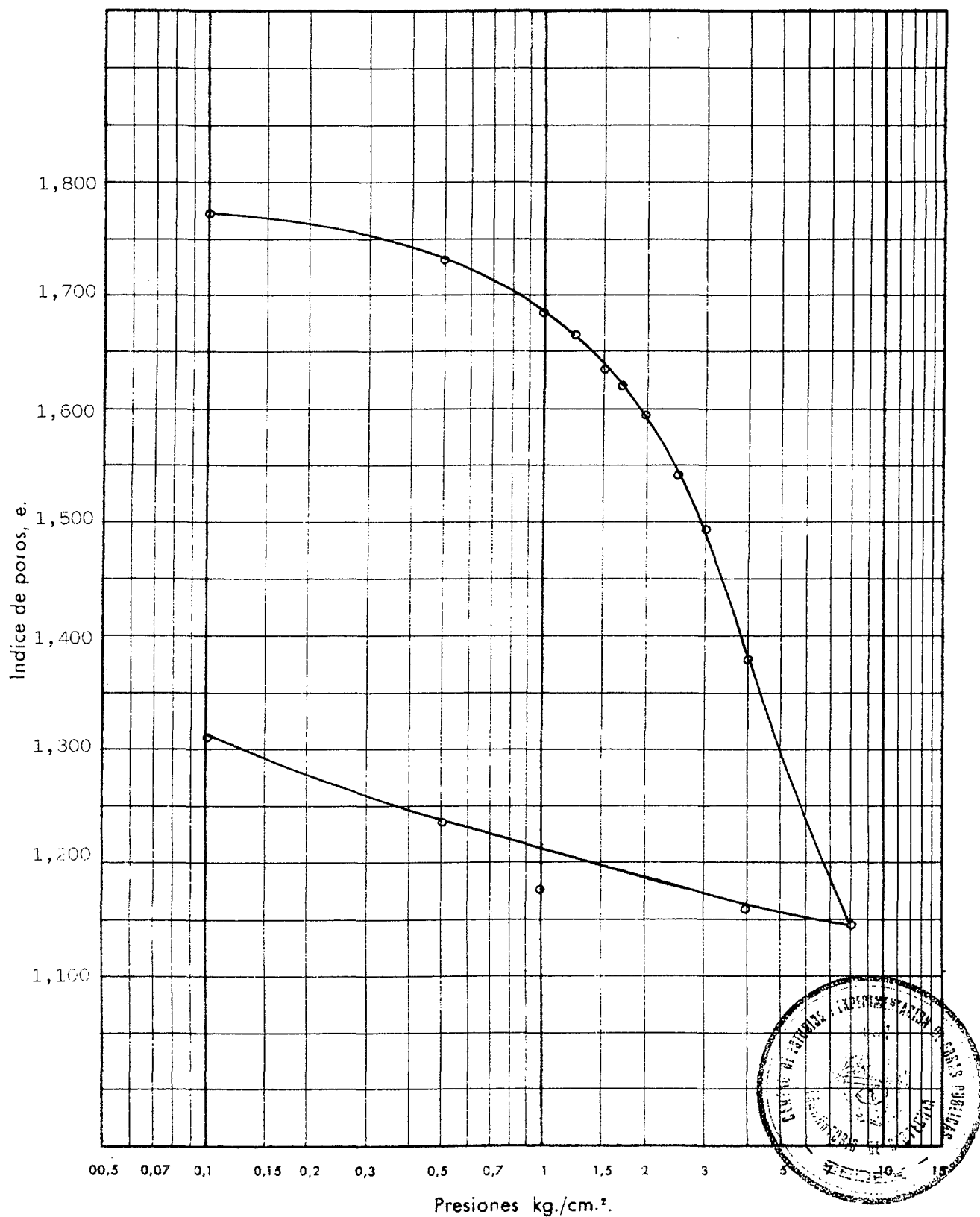


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 0,96..... Humedad inicial: 66,1..... Peso específico de las partículas: 2,67

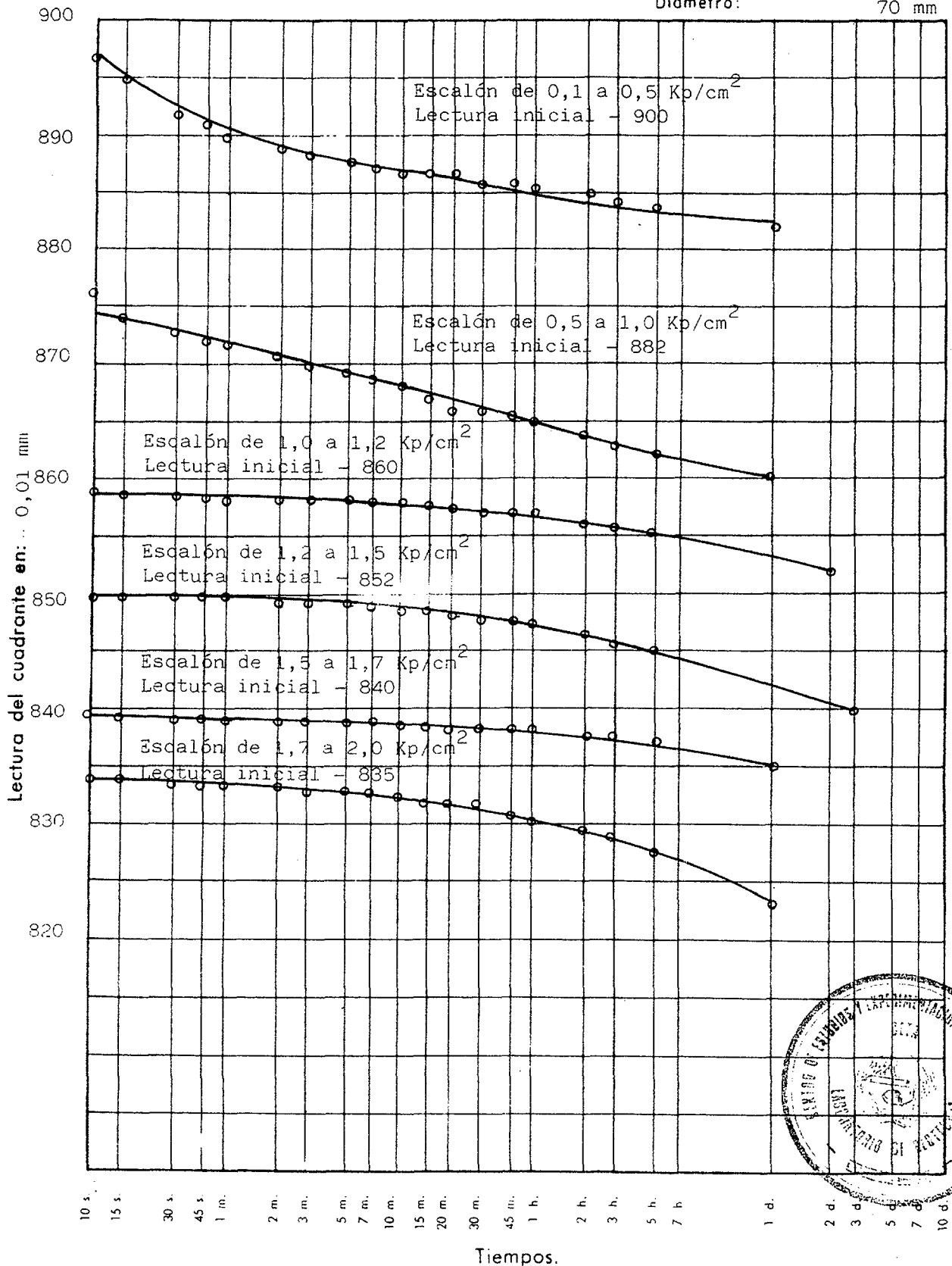
Indice de poros inicial: 1,774..... Humedad final: 51,2..... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

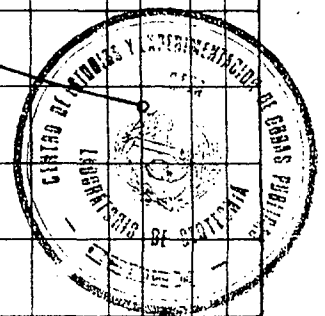
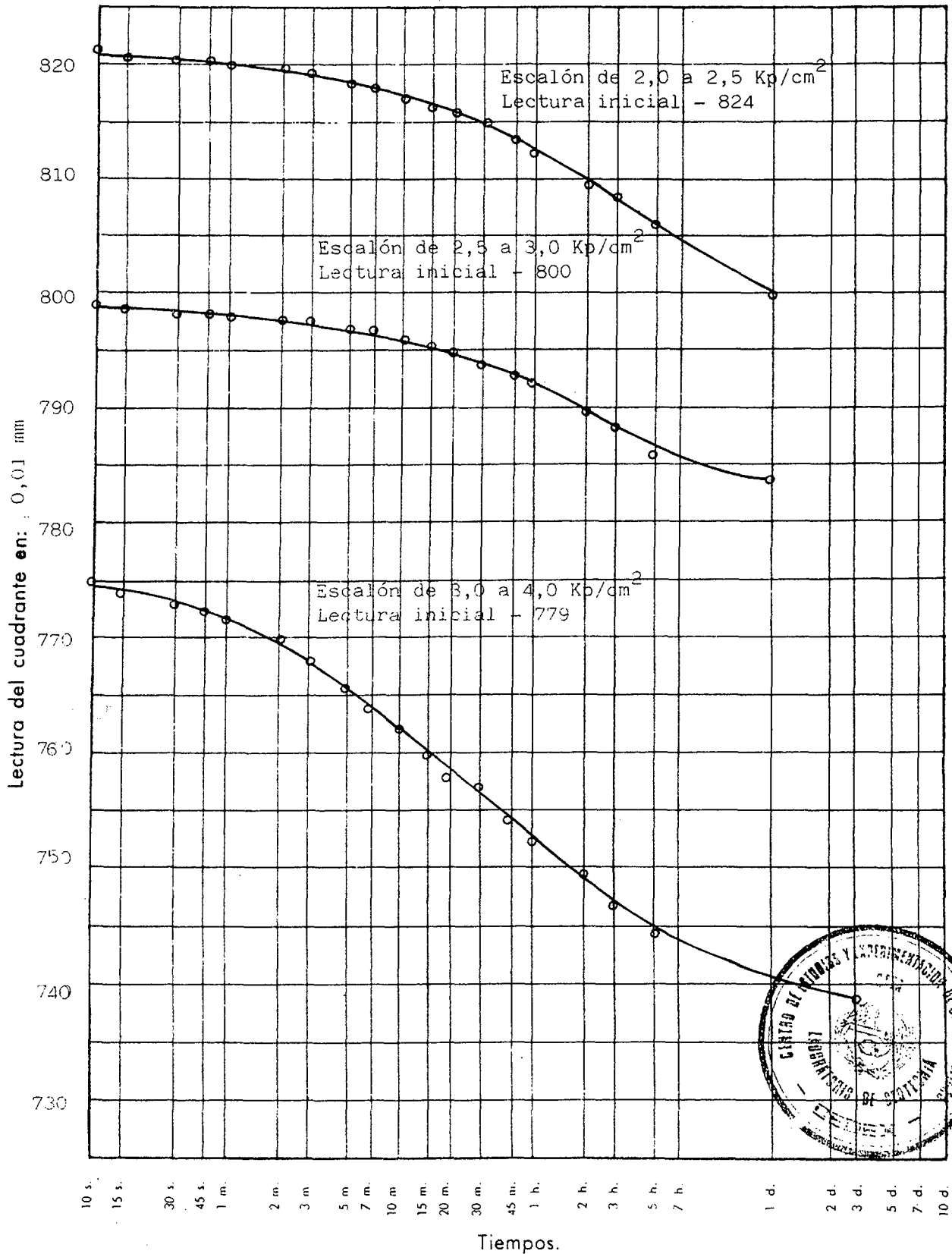
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

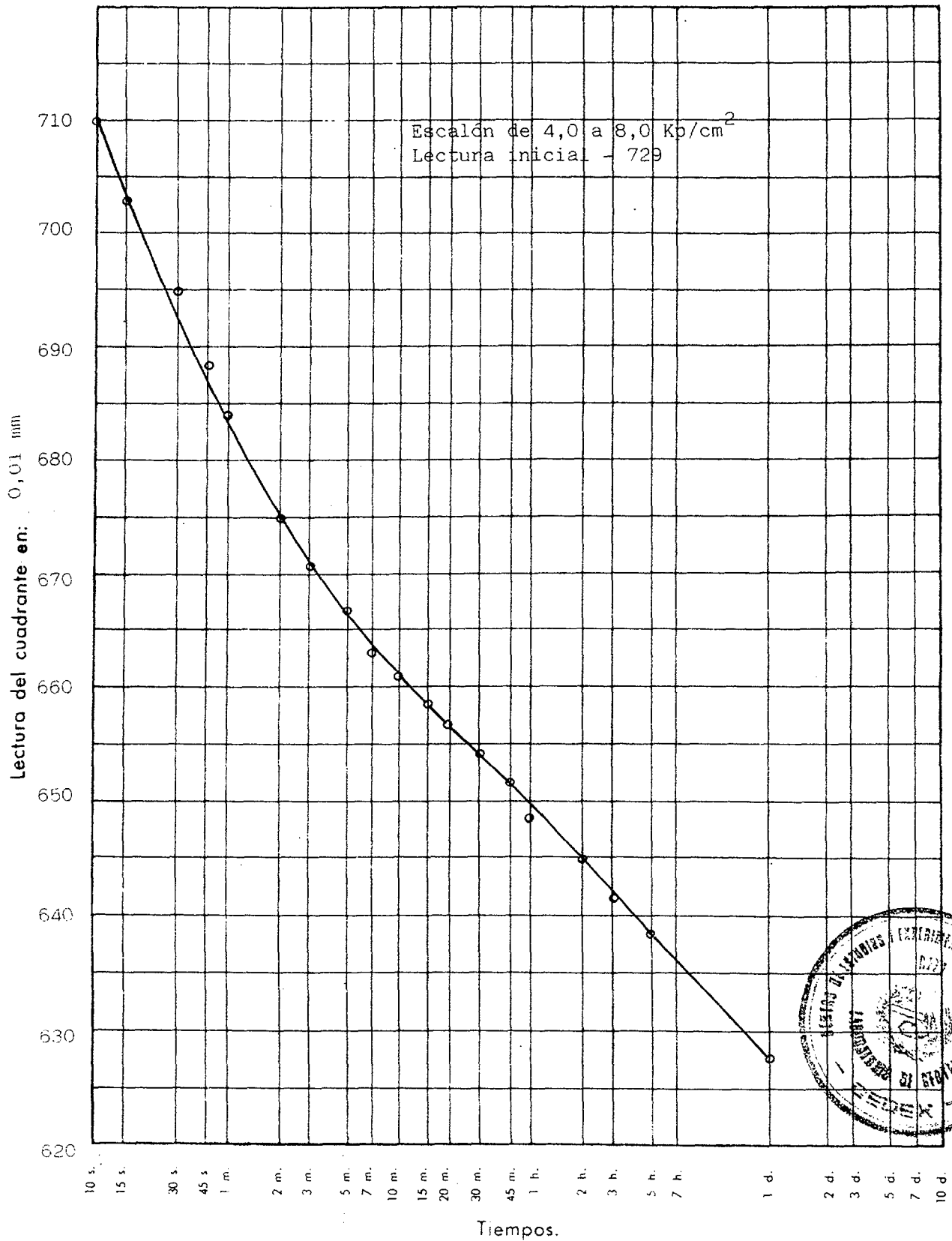
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
 Diámetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm

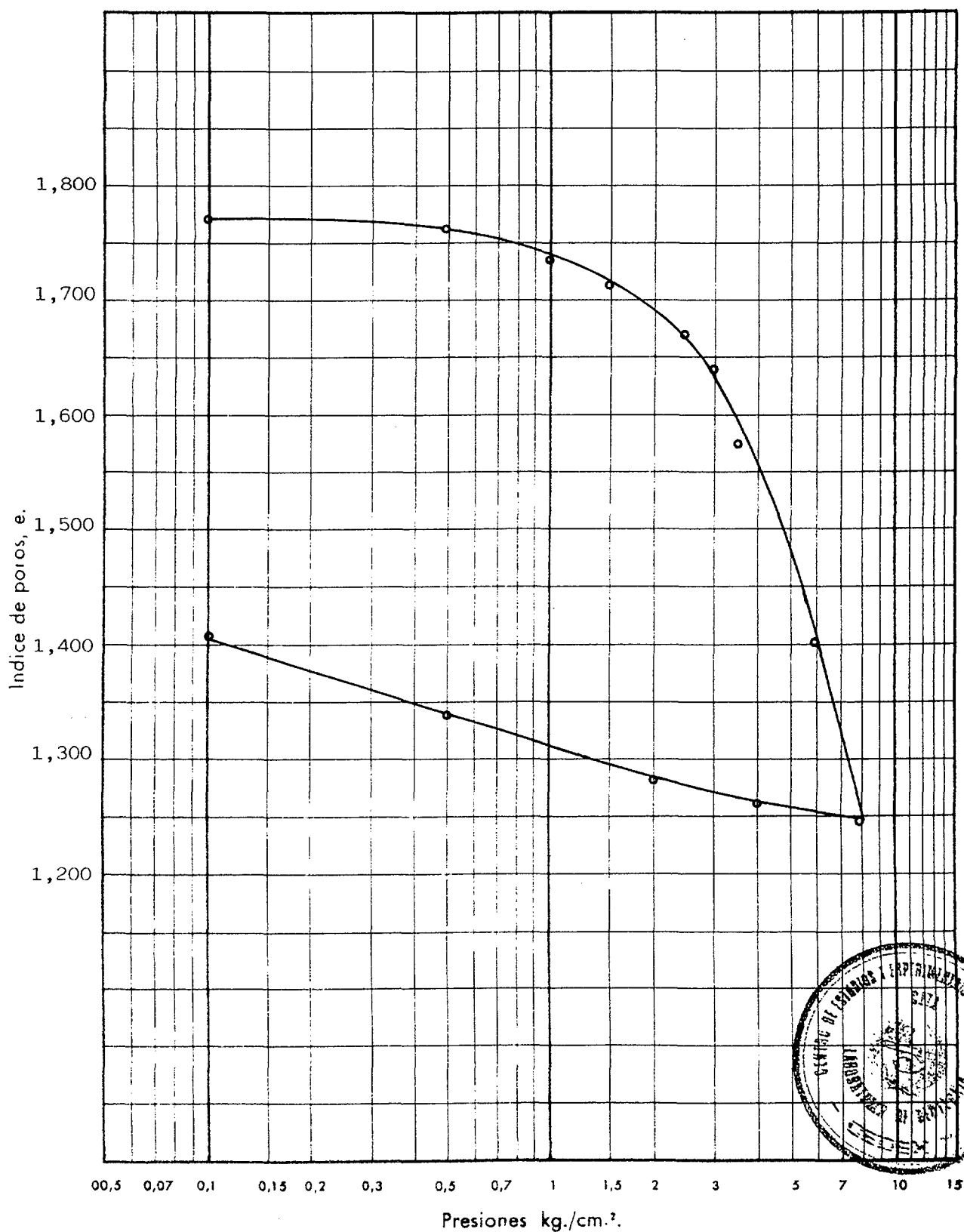


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 0,96 Humedad inicial: 65,8 Peso específico de las partículas: 2,67

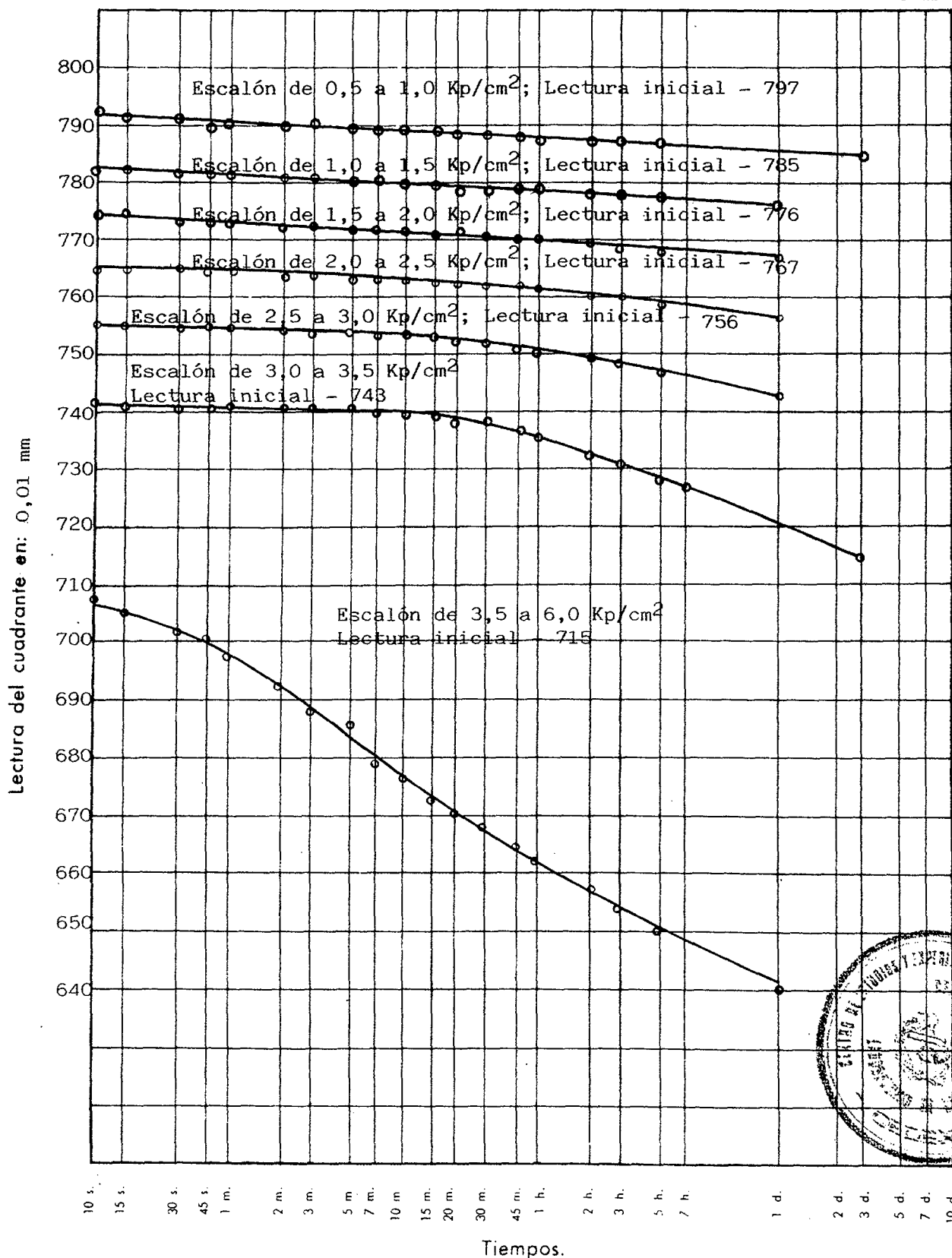
Indice de poros inicial: 1,771 Humedad final: 53,8 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm
 Diametro: 70 mm

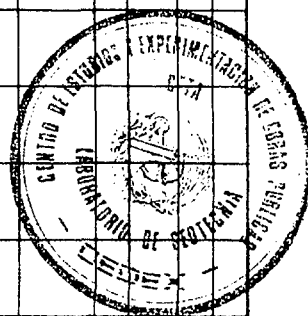
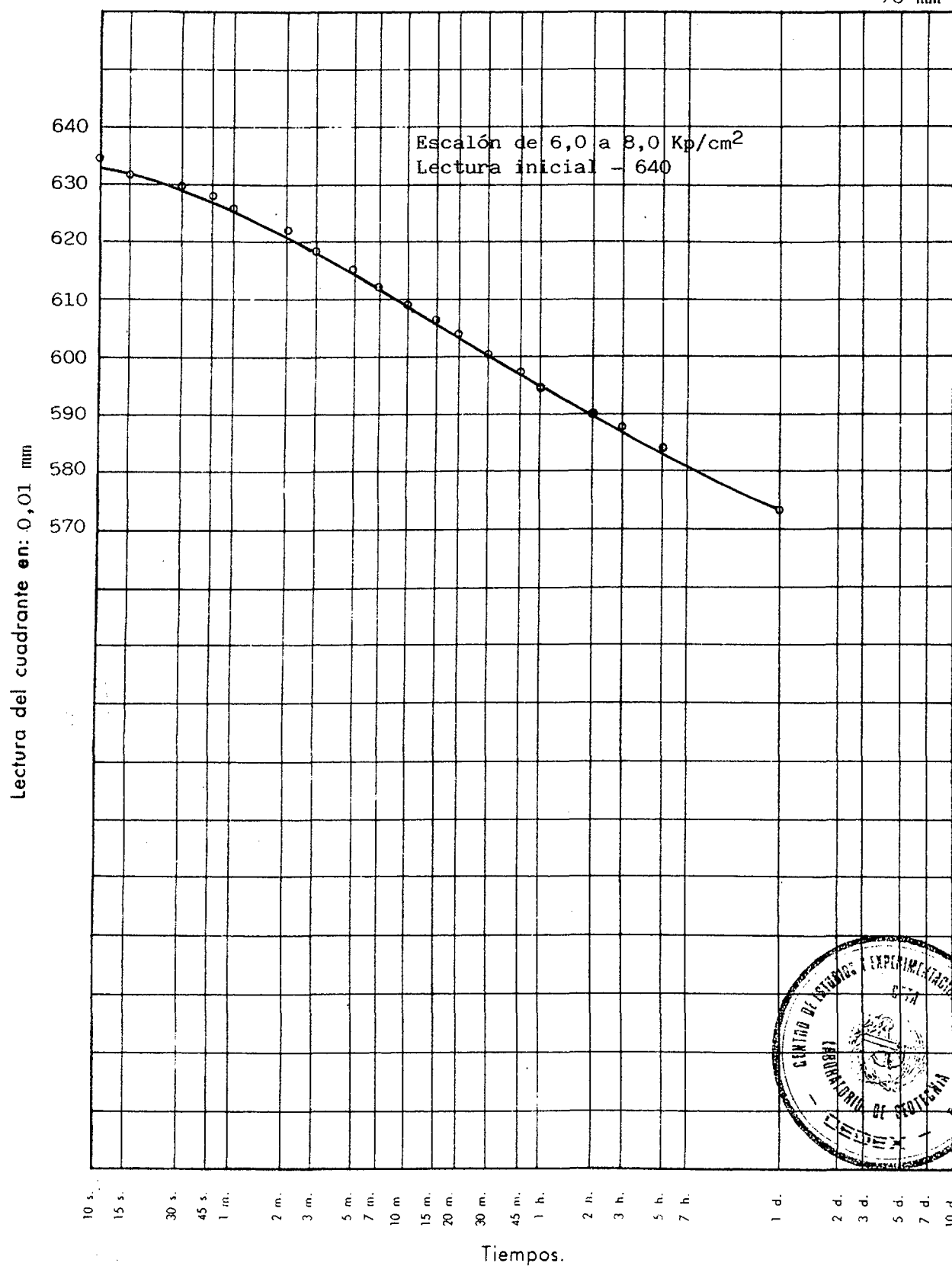


ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800 Altura del edómetro: 12 mm

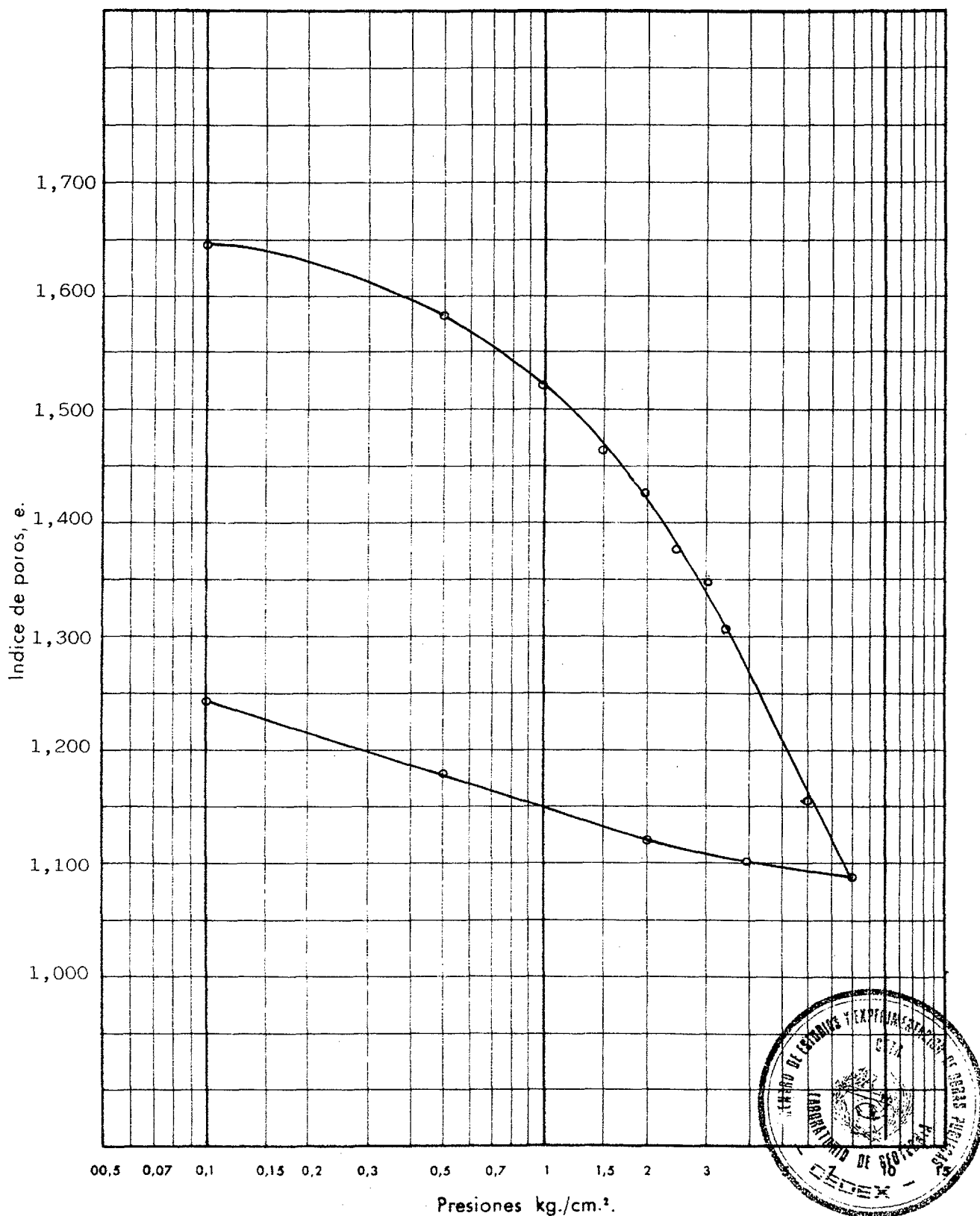
Diámetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,01..... Humedad inicial: 64,0..... Peso específico de las partículas: 2,67
 Indice de poros inicial: 1,650..... Humedad final: 49,2..... Diametro muestra. (cm): 7,0



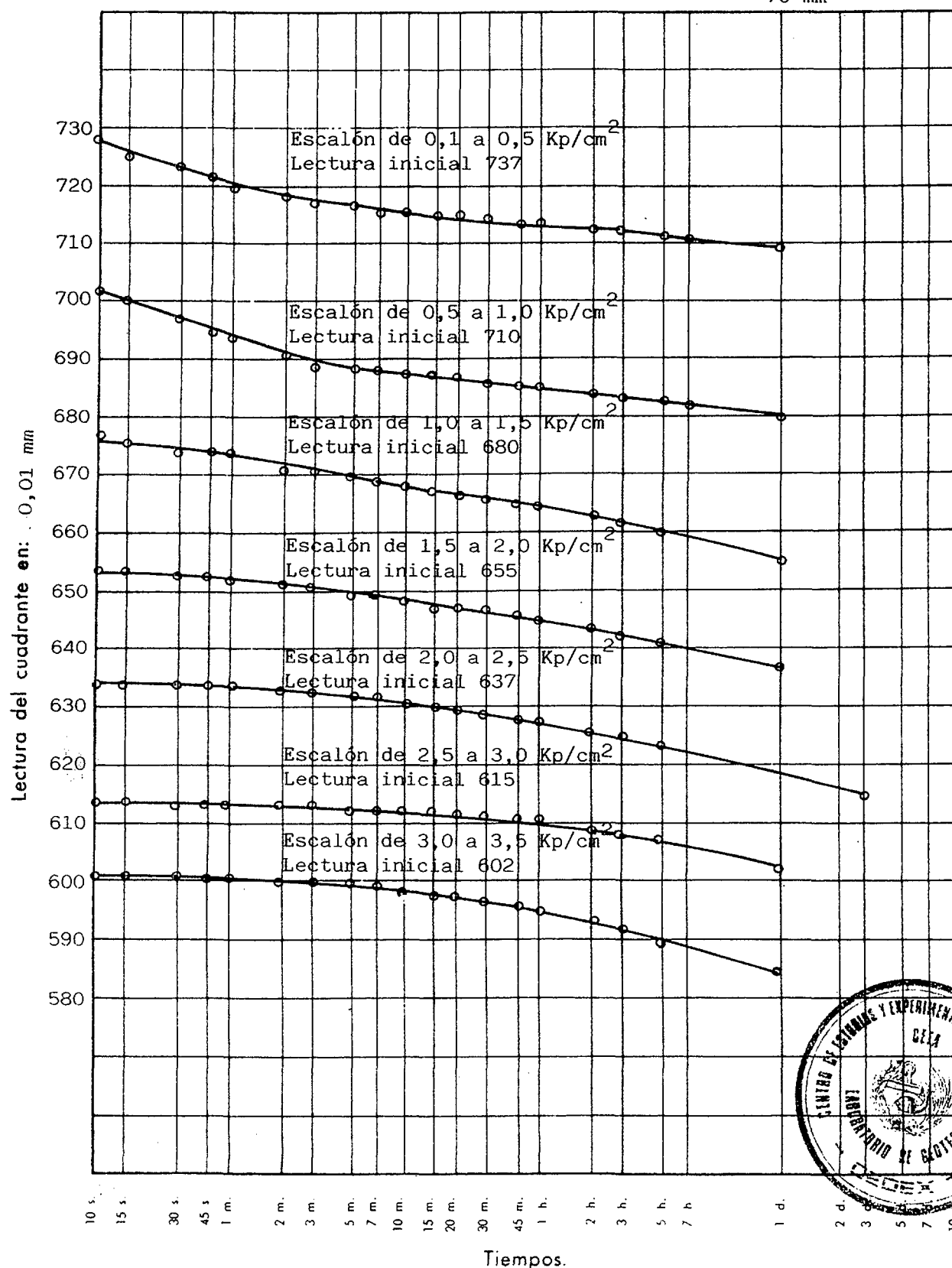
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 739

Altura del edómetro: 12 mm

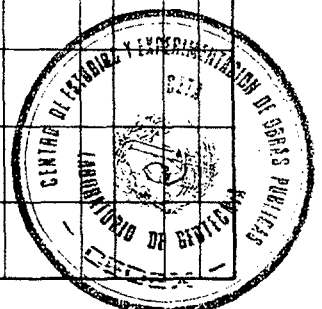
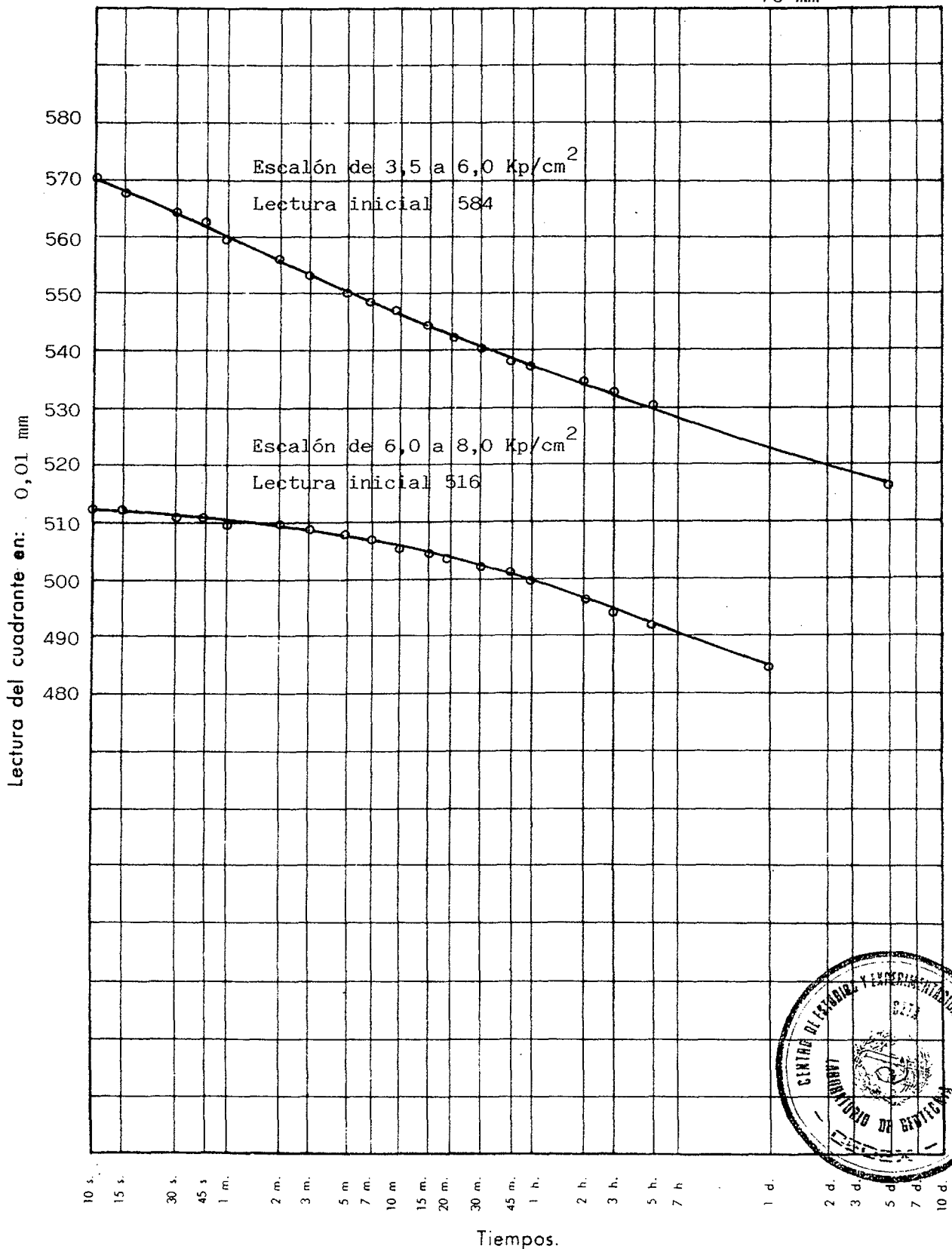
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 739 Altura del edómetro: 12 mm
 Diámetro: 70 mm

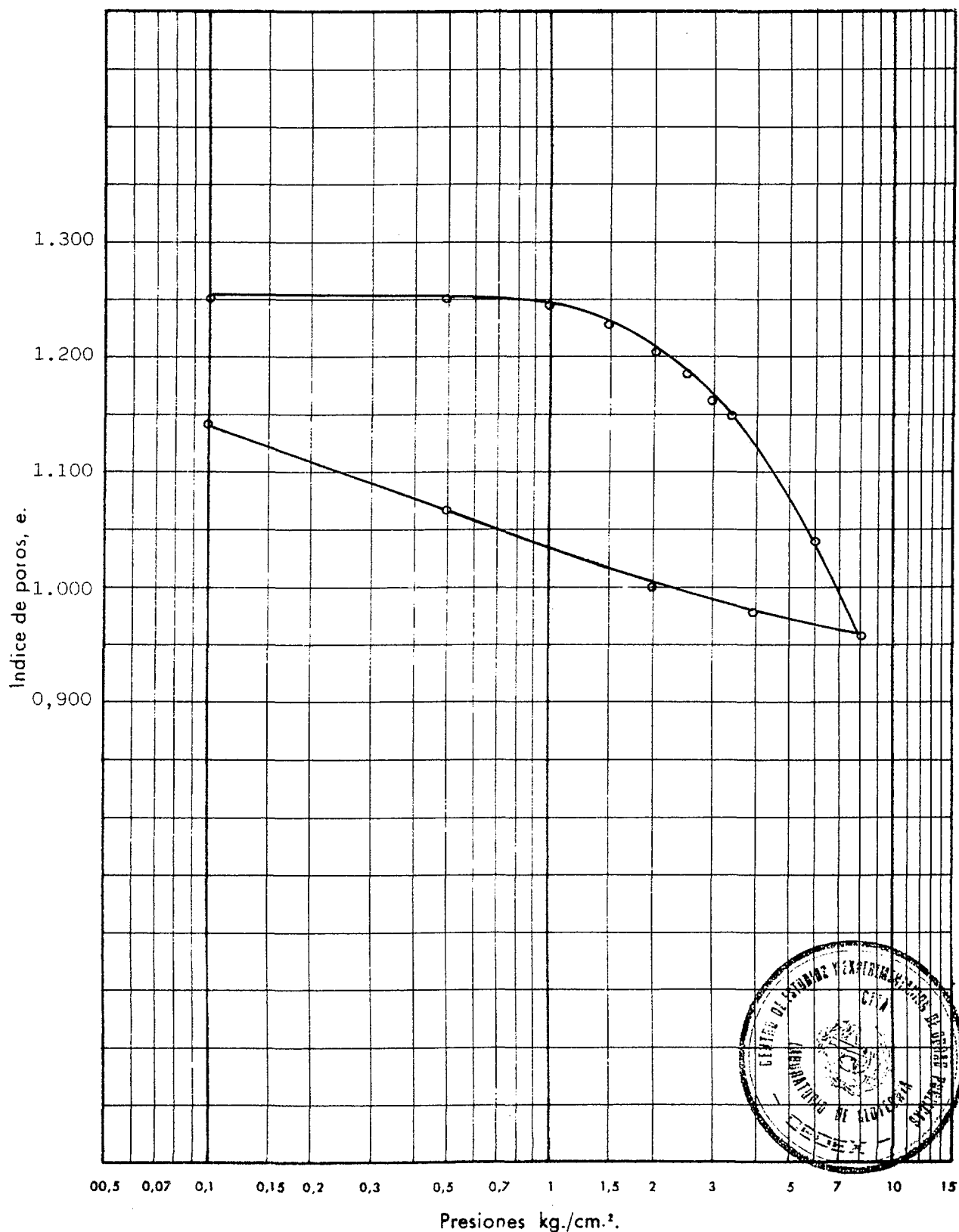


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,18 Humedad inicial: 33,6 Peso específico de las partículas: 2,67

Indice de poros inicial: 1,254 Humedad final: 43,09 Diametro muestra (cm): 7,0



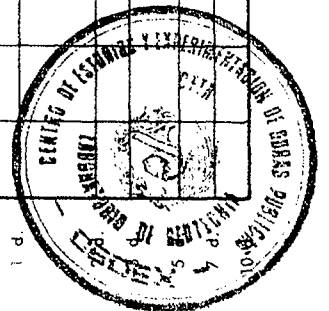
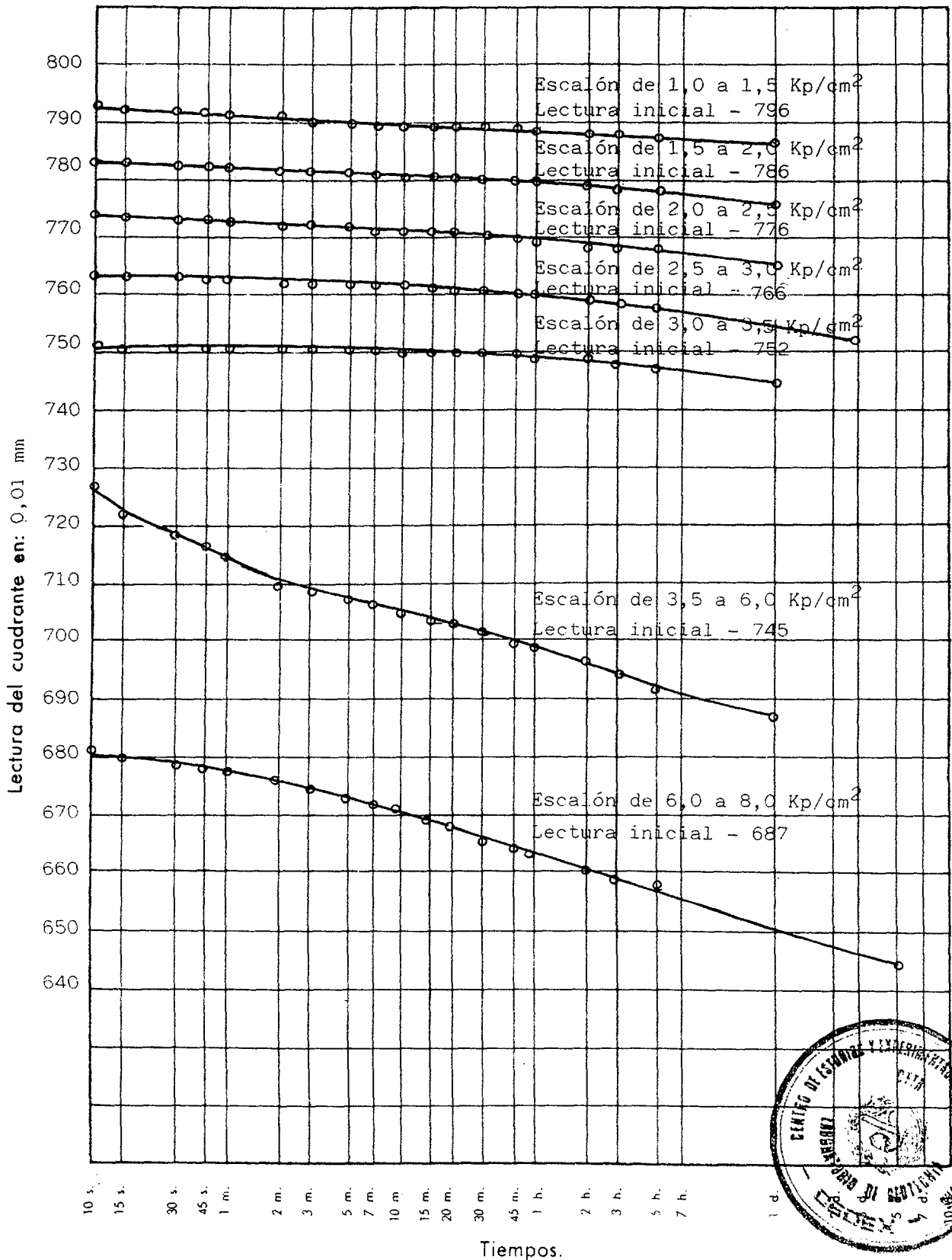
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 800

Altura del edómetro: 12 mm

Diámetro: 70 mm

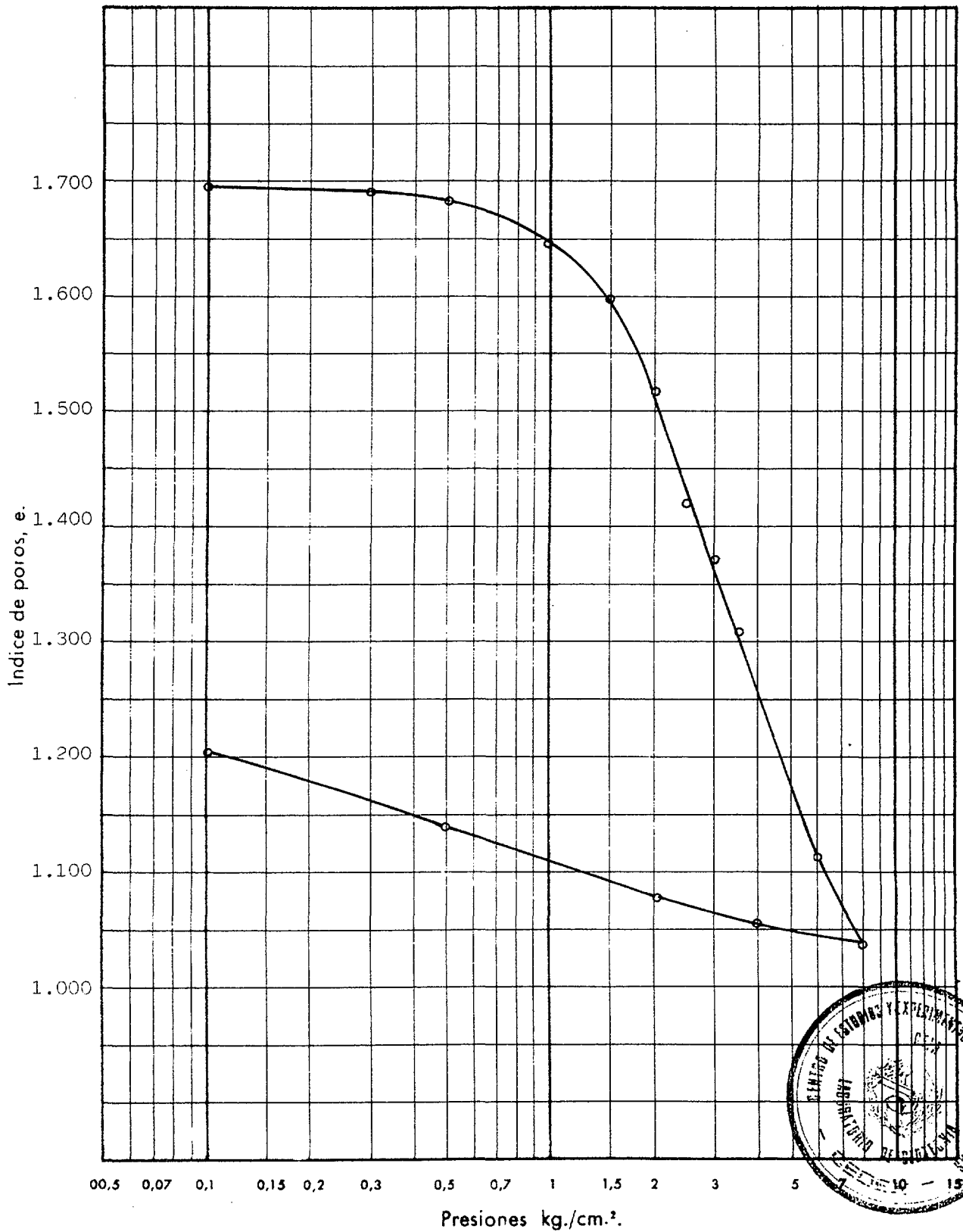


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 0,99... Humedad inicial: 63,2... Peso específico de las partículas: 2,67

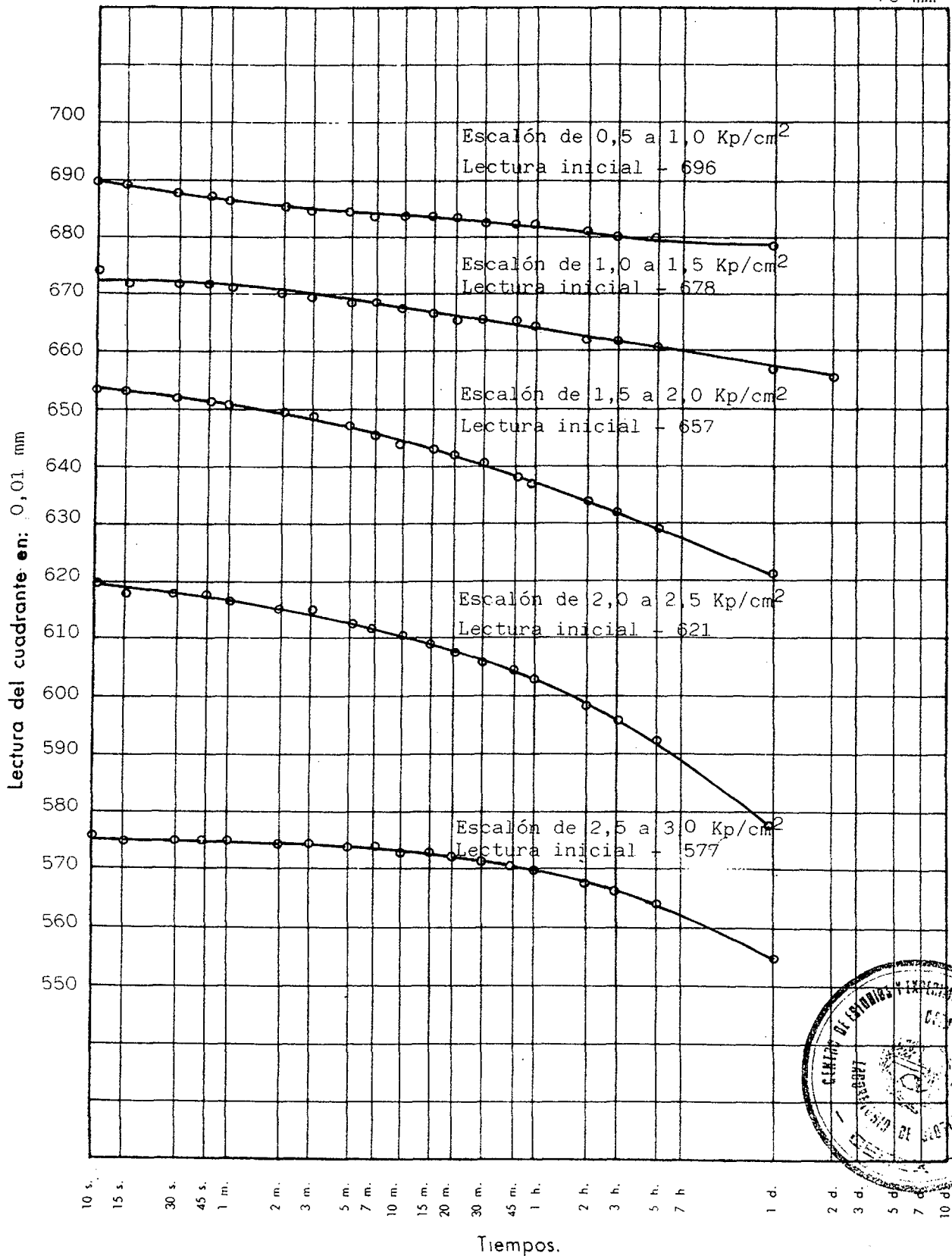
Indice de poros inicial: 1,696... Humedad final: 46,6... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 700 Altura del edómetro: 12 mm
Diámetro: 70 mm



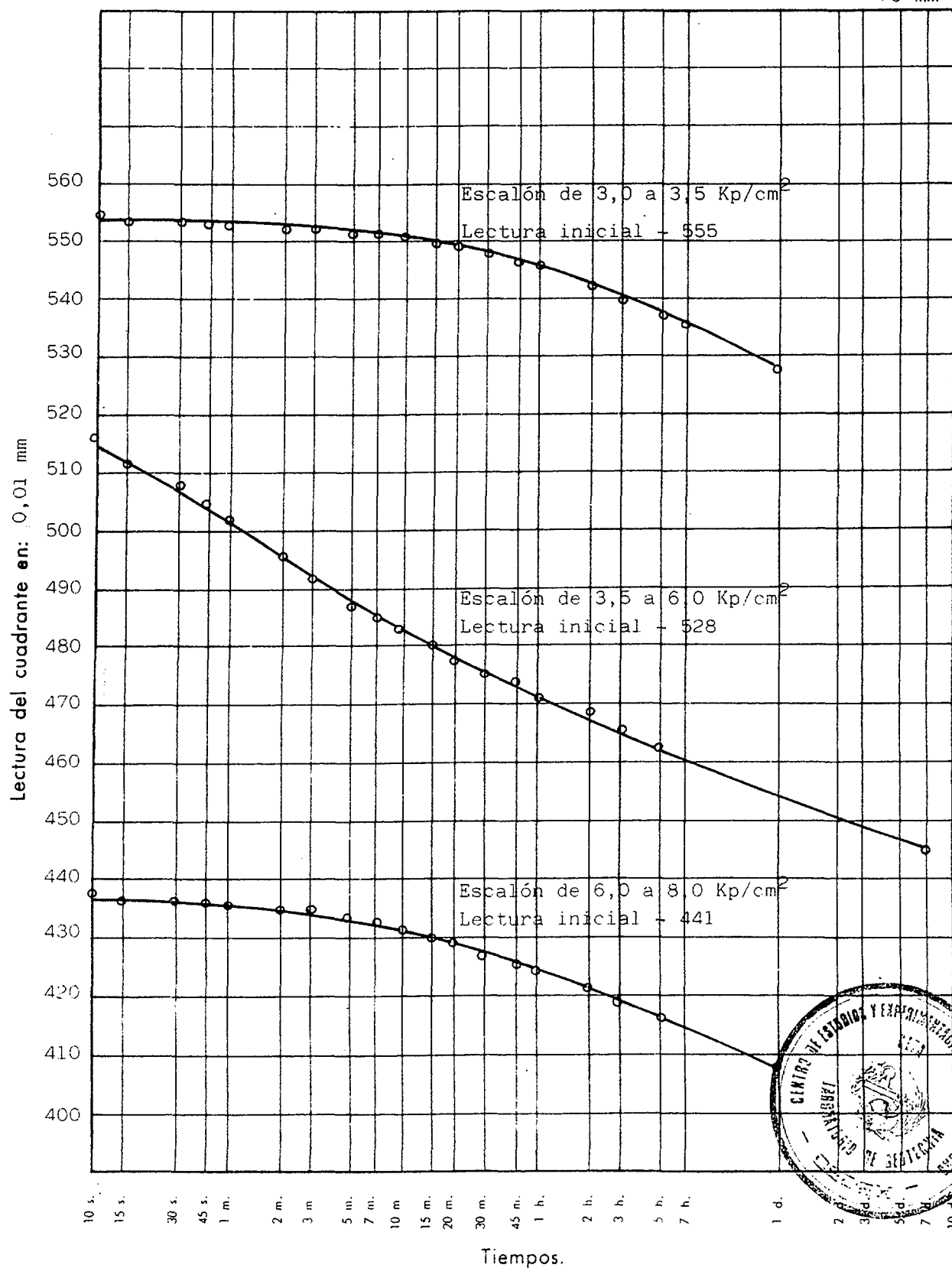
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 700

Altura del edómetro: 12 mm

Diametro: 70 mm

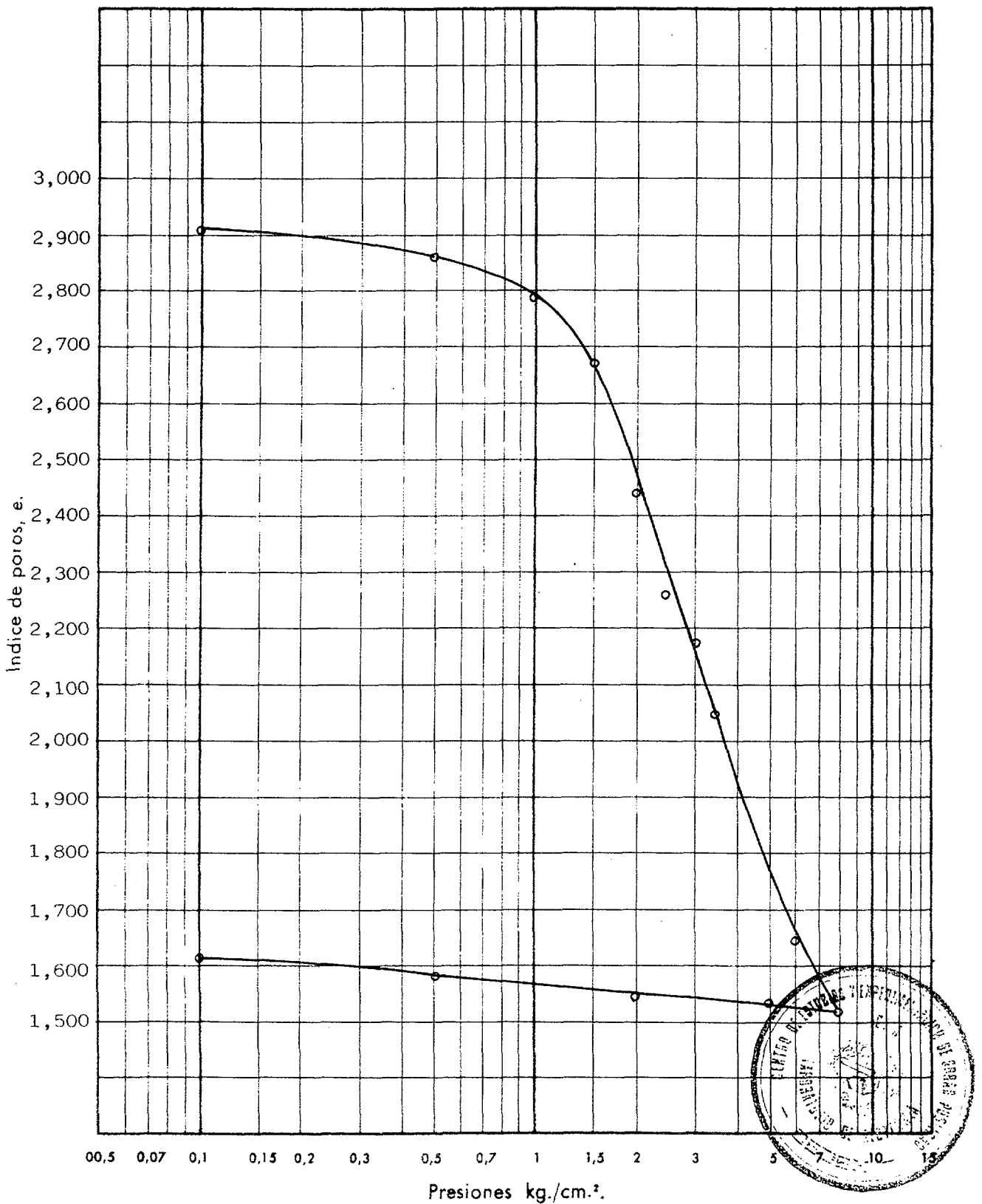


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 0,68 Humedad inicial: 107,7 Peso específico de las partículas: 2,68

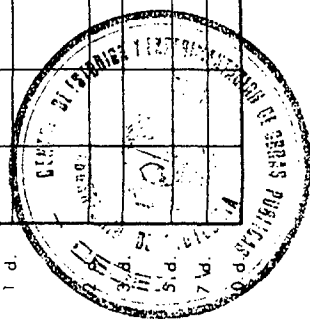
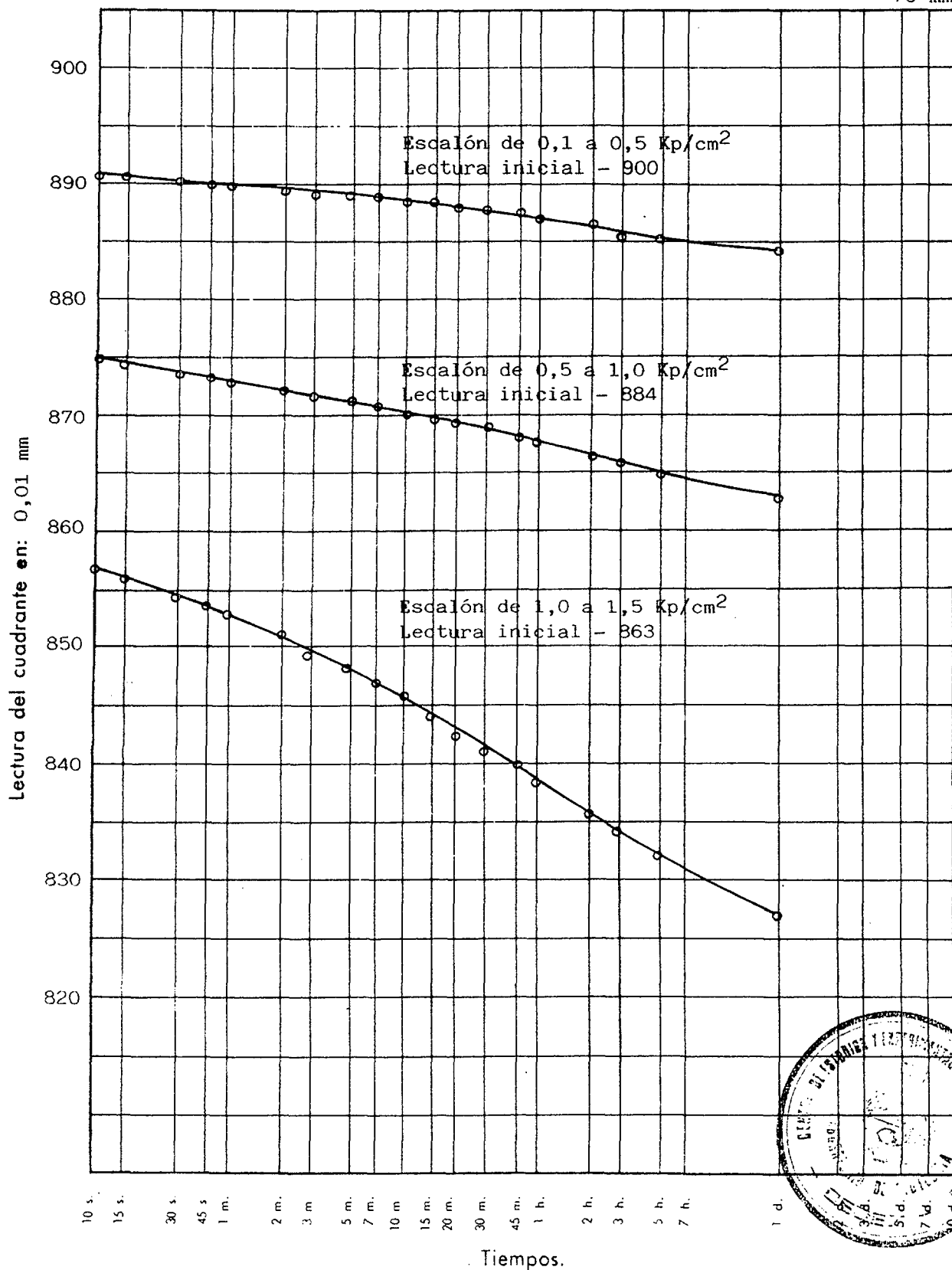
Indice de poros inicial: 2,913 Humedad final: 63,3 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

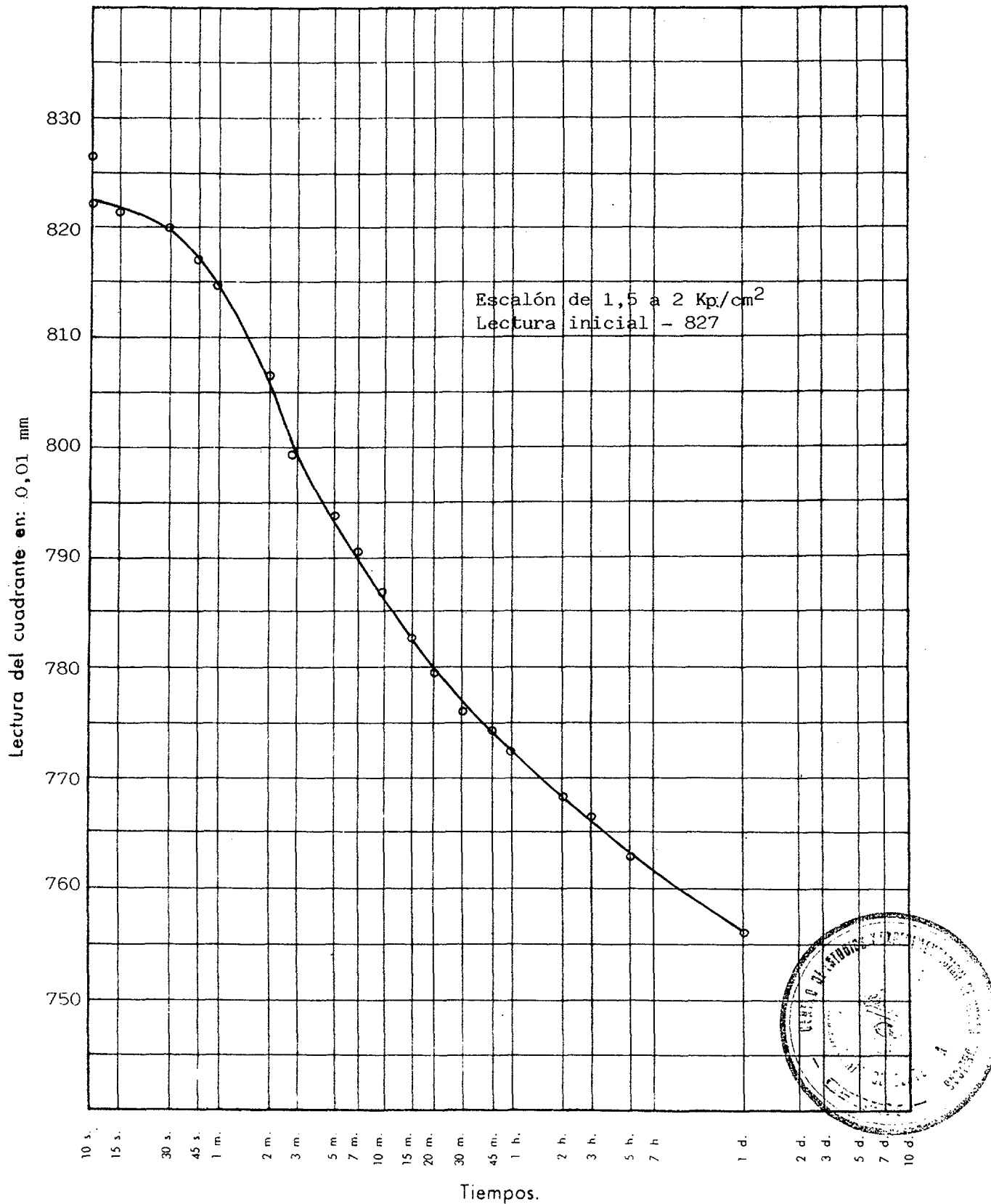
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
 Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diámetro: 70 mm



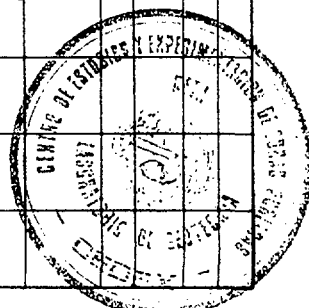
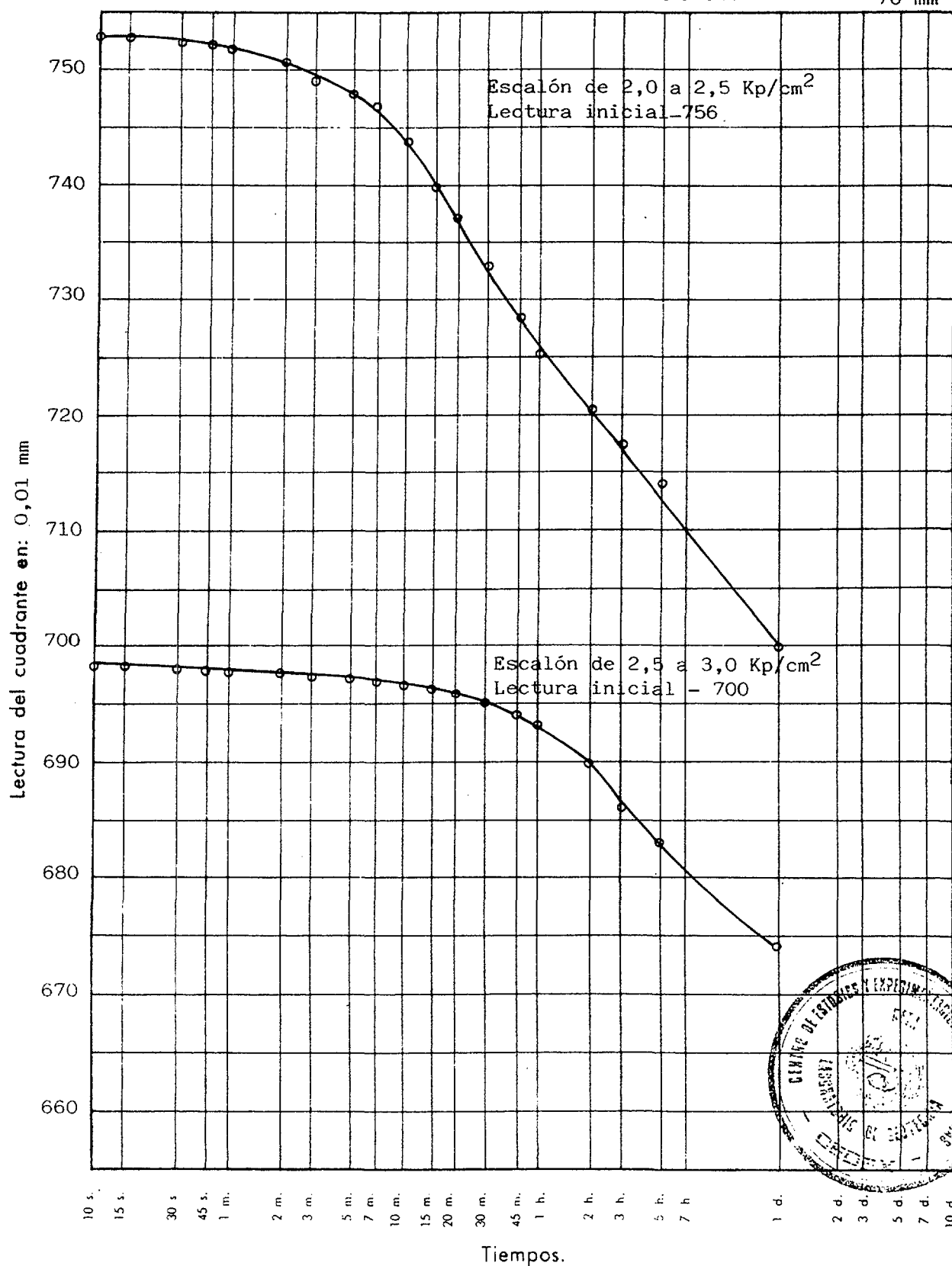
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900

Altura del edómetro: 12 mm

Diametro: 70 mm

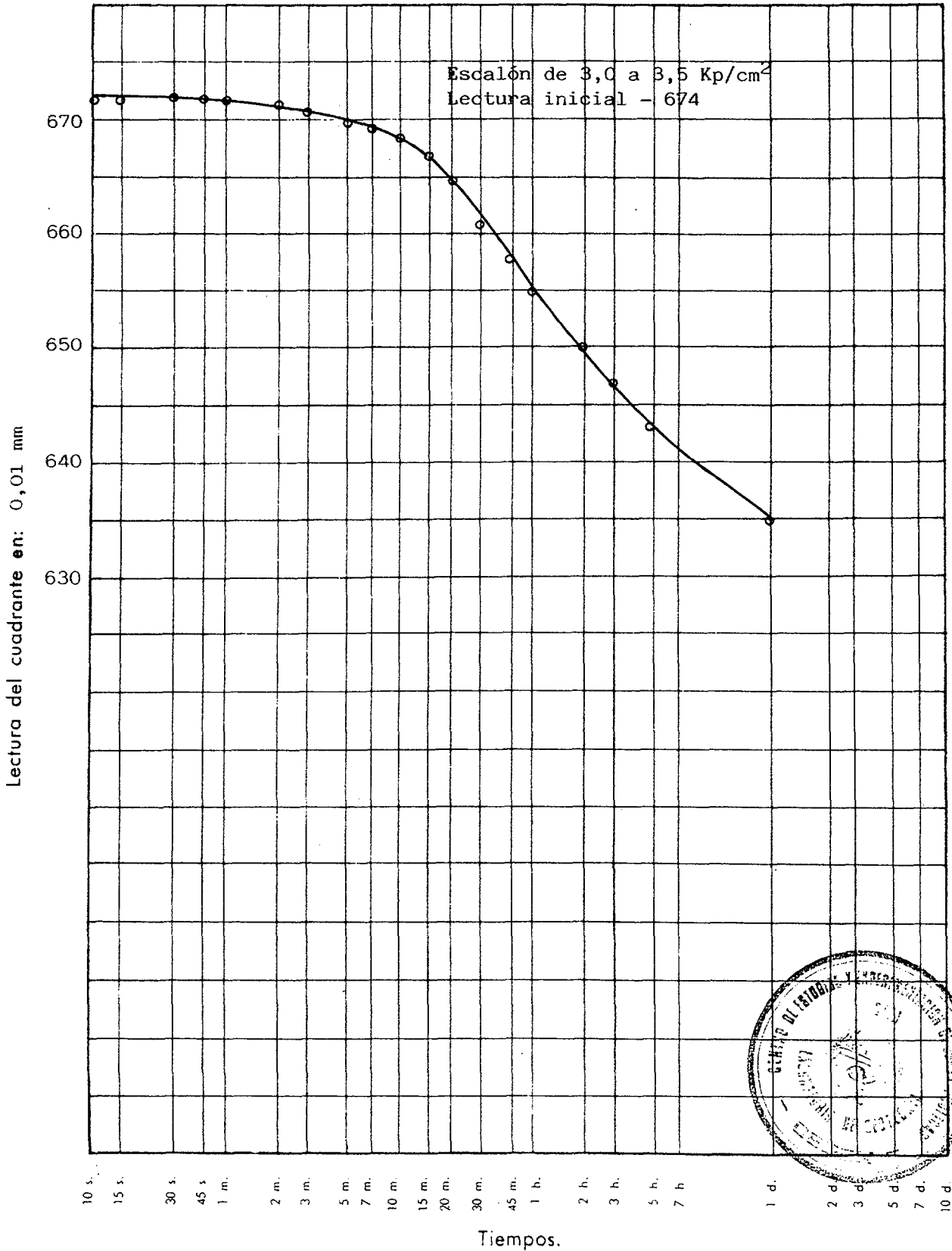


ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm

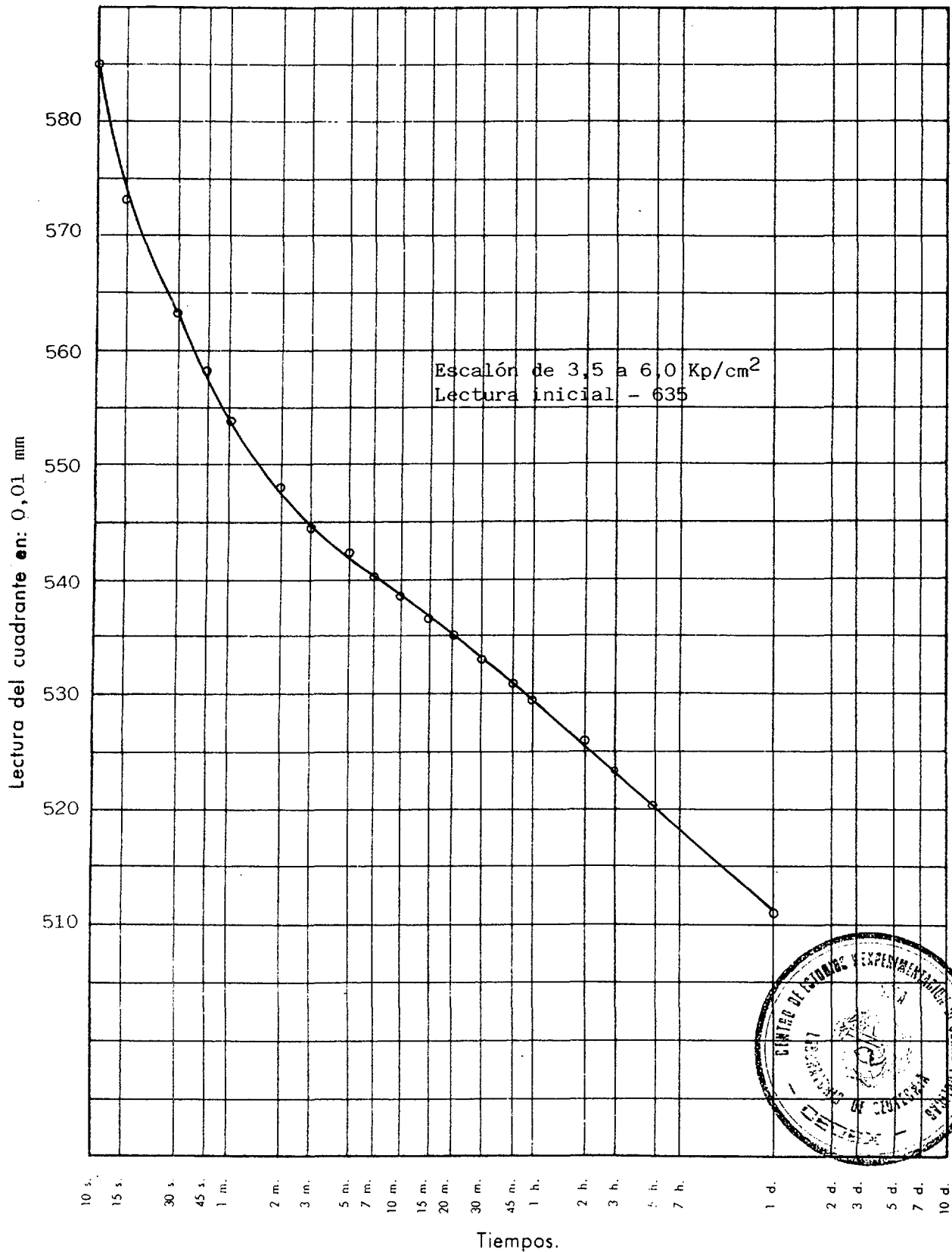
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

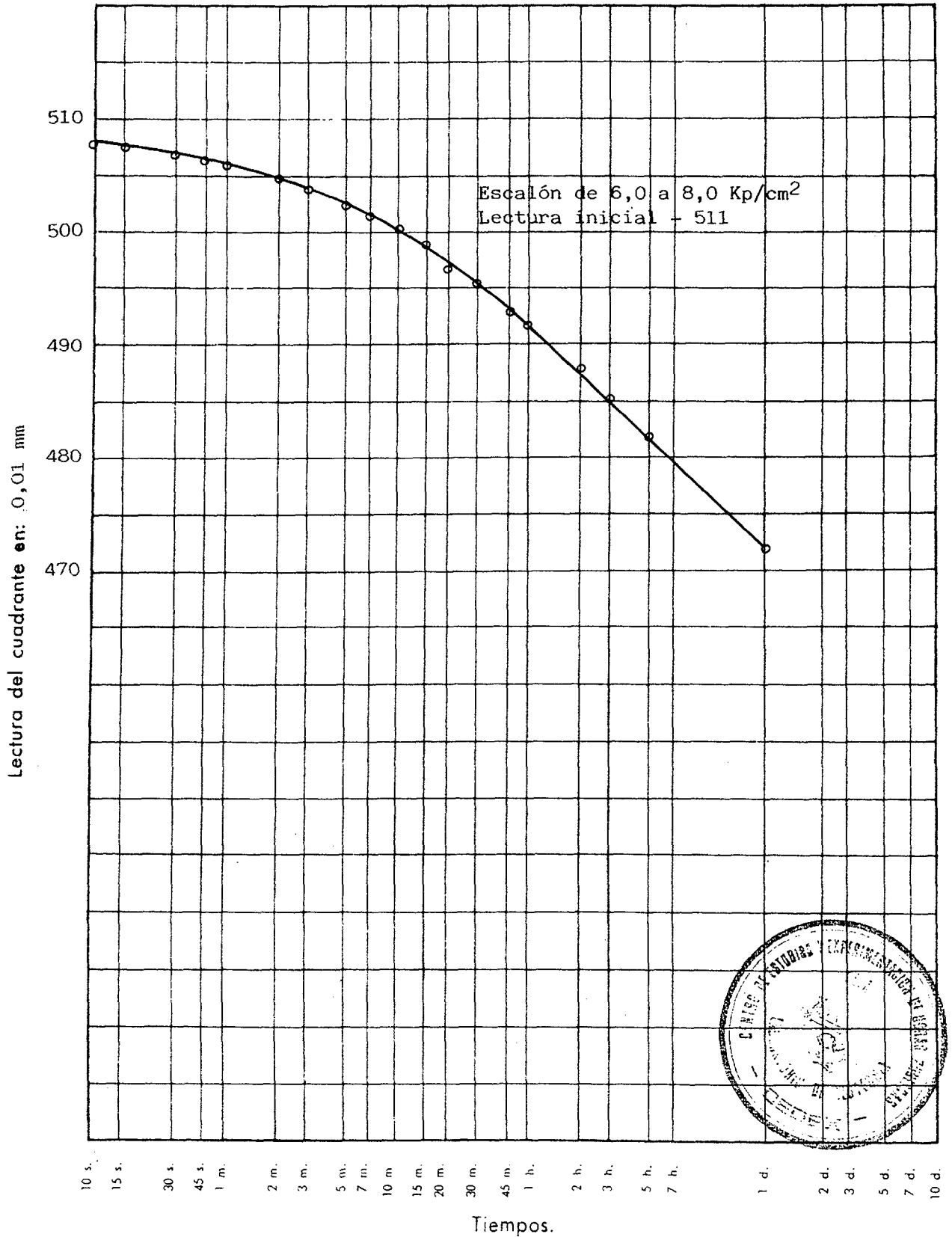
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
 Diametro: 70 mm



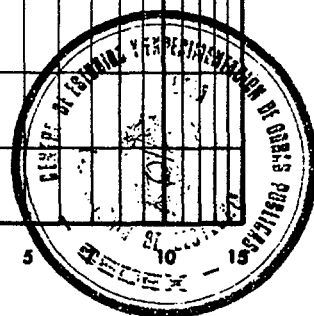
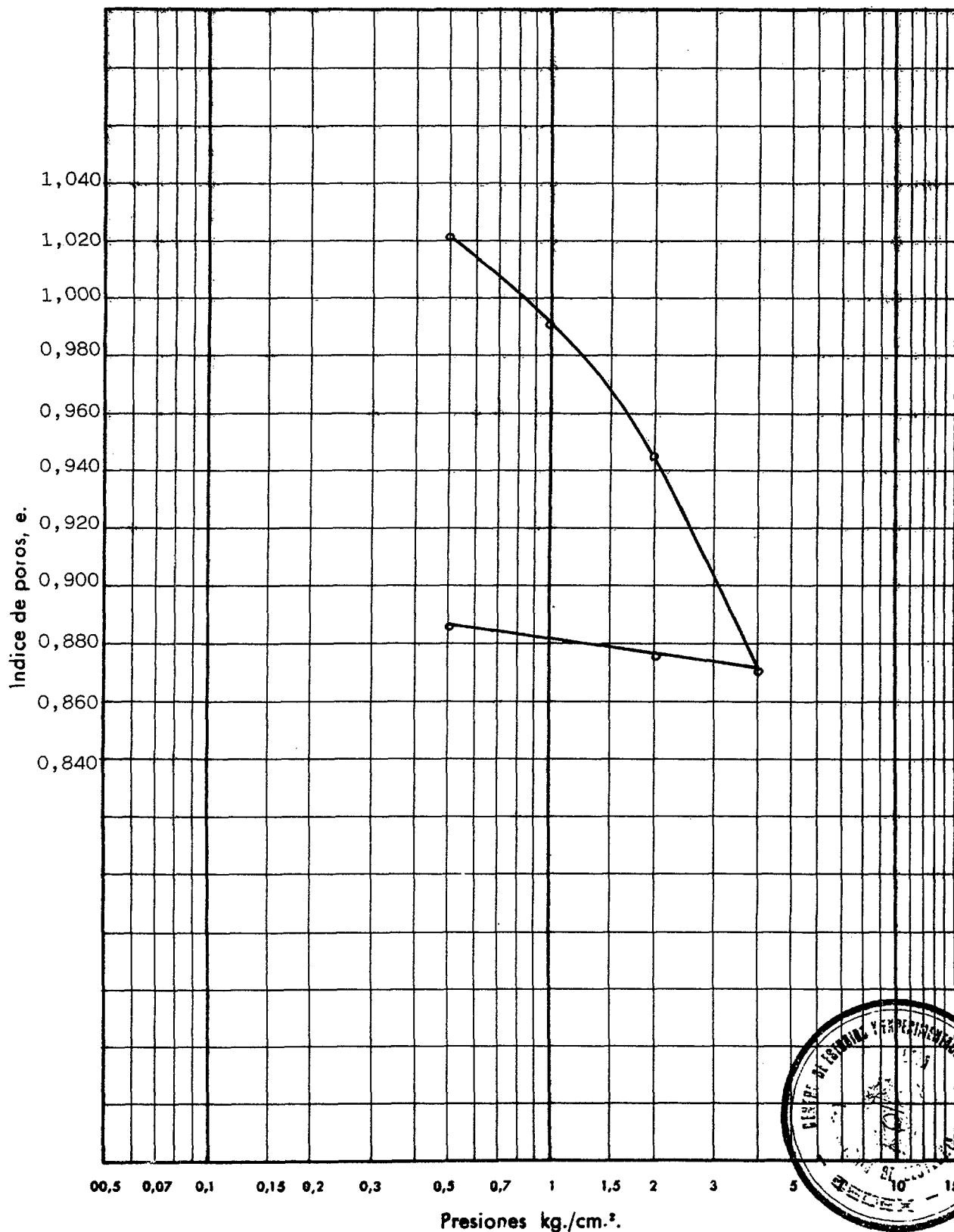
**ENSAYOS EDOMÉTRICOS DE 70 MM SOBRE MUESTRAS
INALTERADAS, CON 4 ESCALONES DE CARGA**

ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,35..... Humedad inicial: 9,8..... Peso específico de las partículas: 2,83

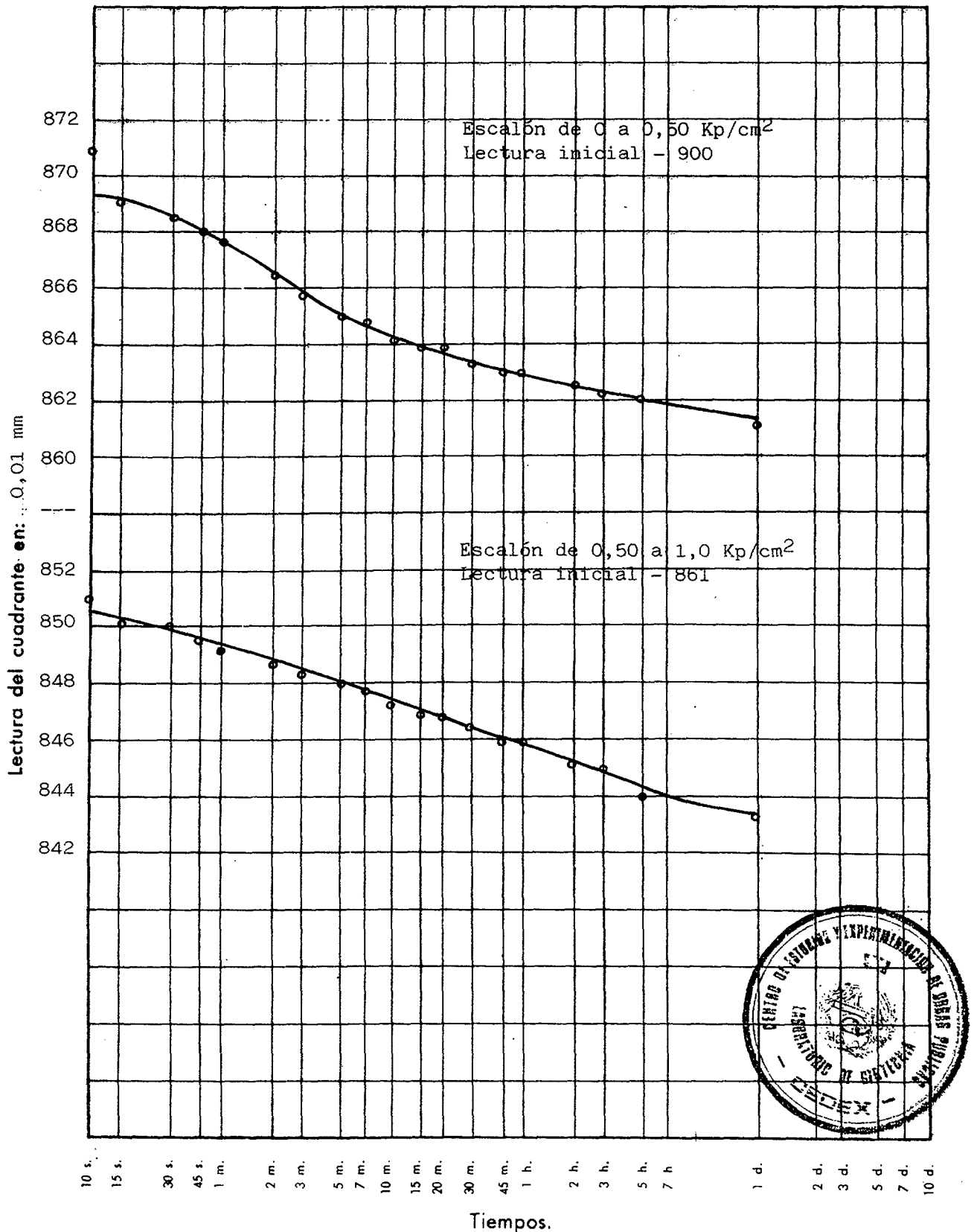
Indice de poros inicial: 1,090... Humedad final: 26,5..... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

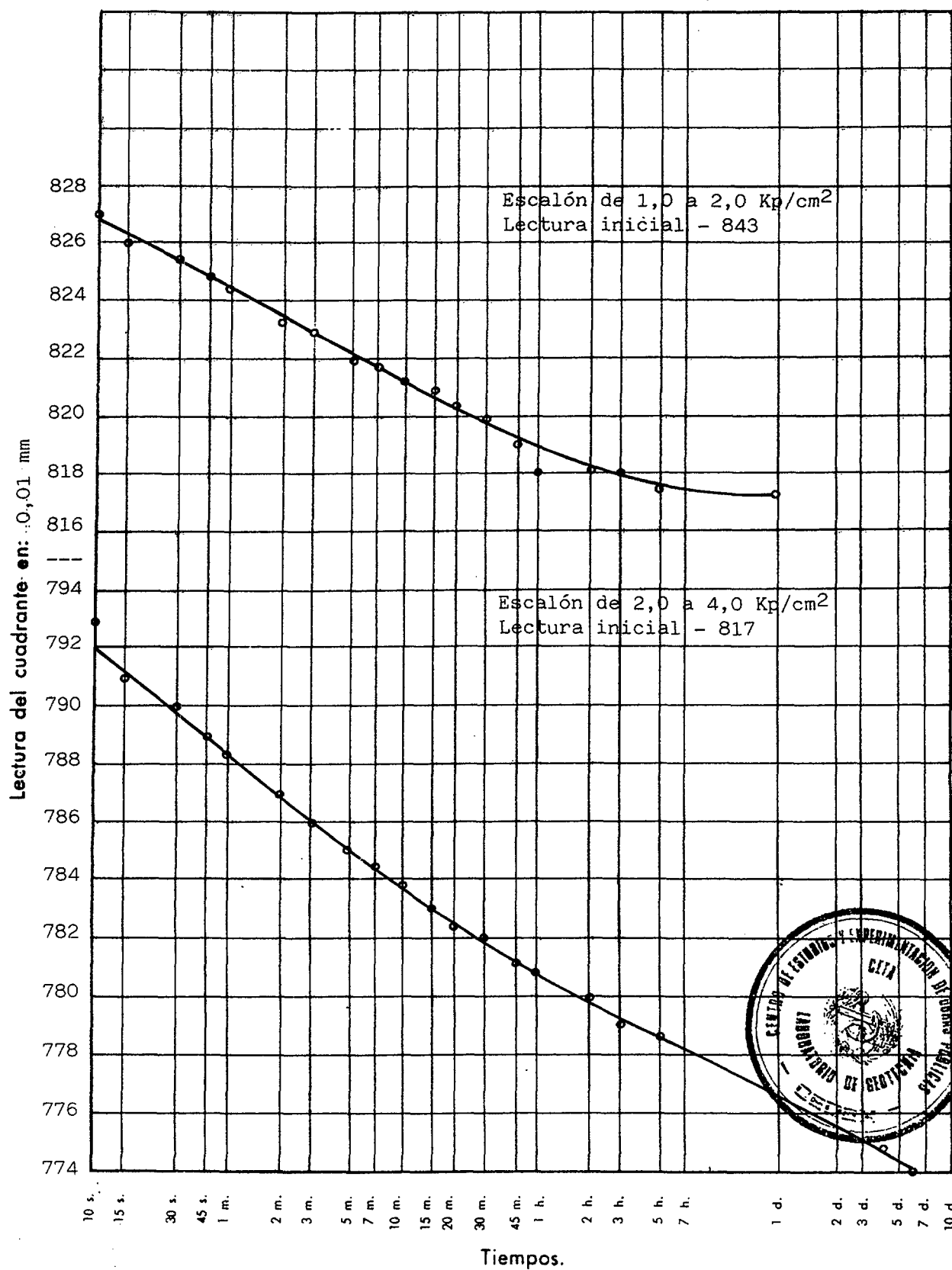
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm

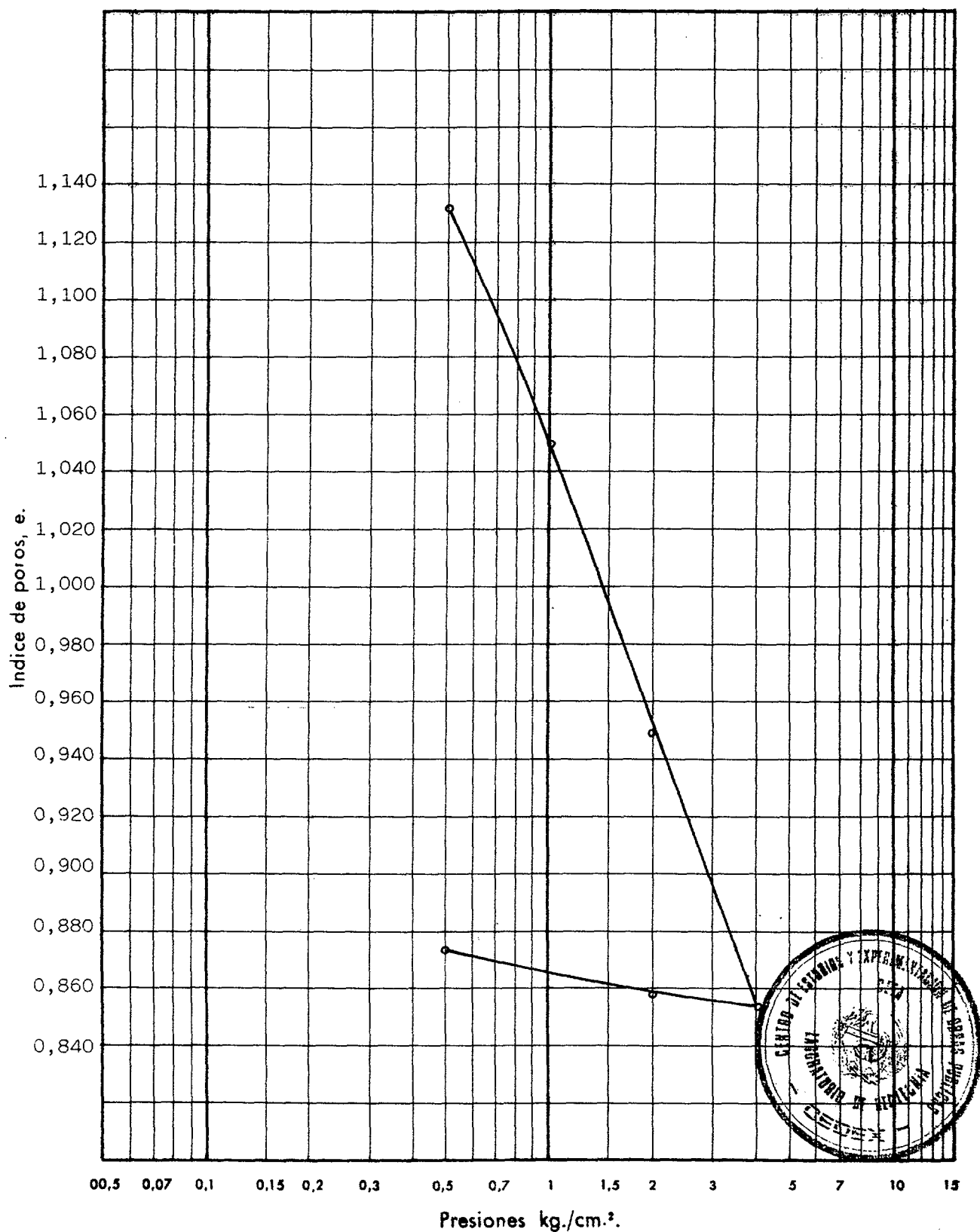


ENSAYO EDMETRICO

CURVA EDMETRICA

Densidad seca inicial: 1,26... Humedad inicial: 18,7... Peso específico de las partículas: 2,79

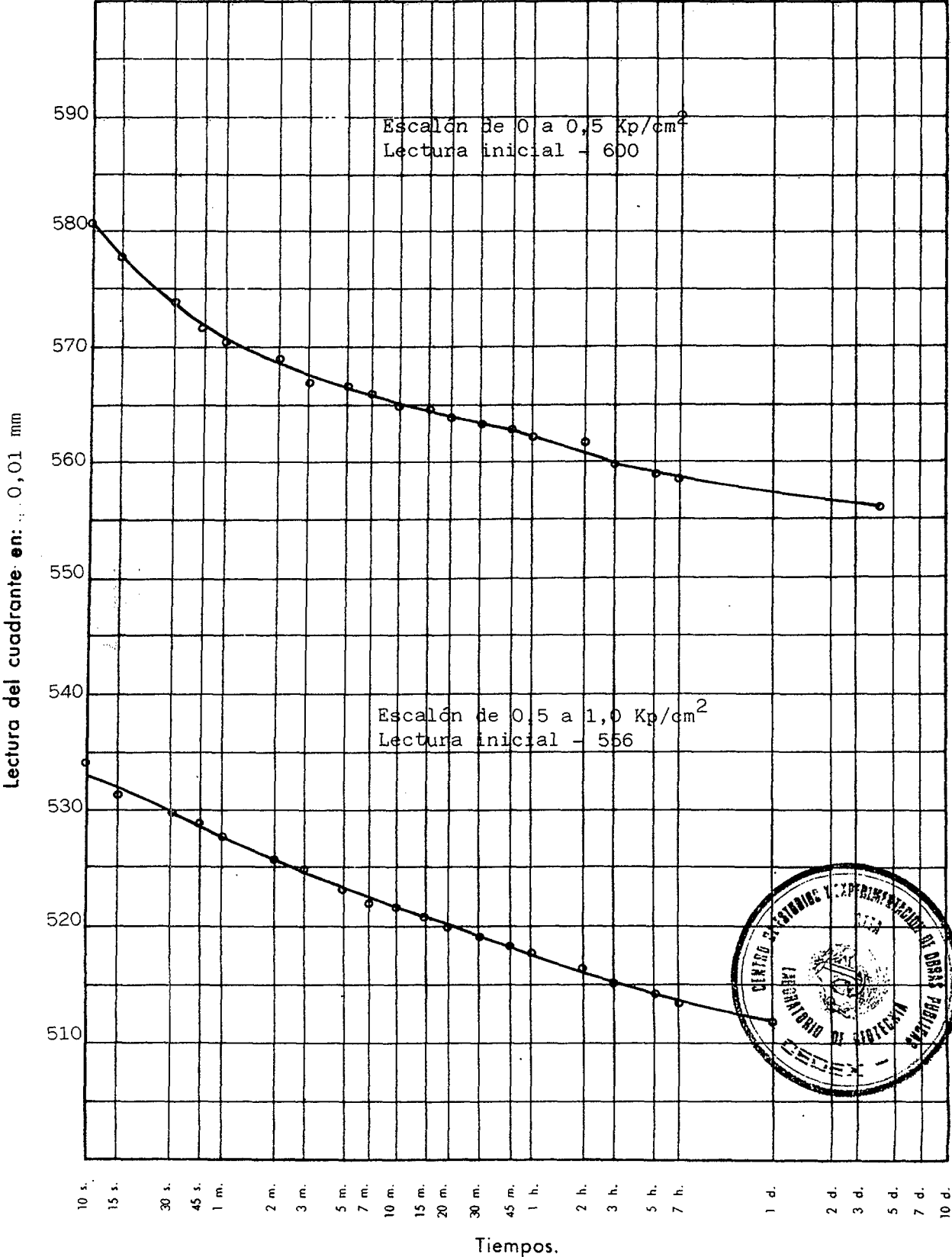
Indice de poros inicial: 1,213... Humedad final: 31,4... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

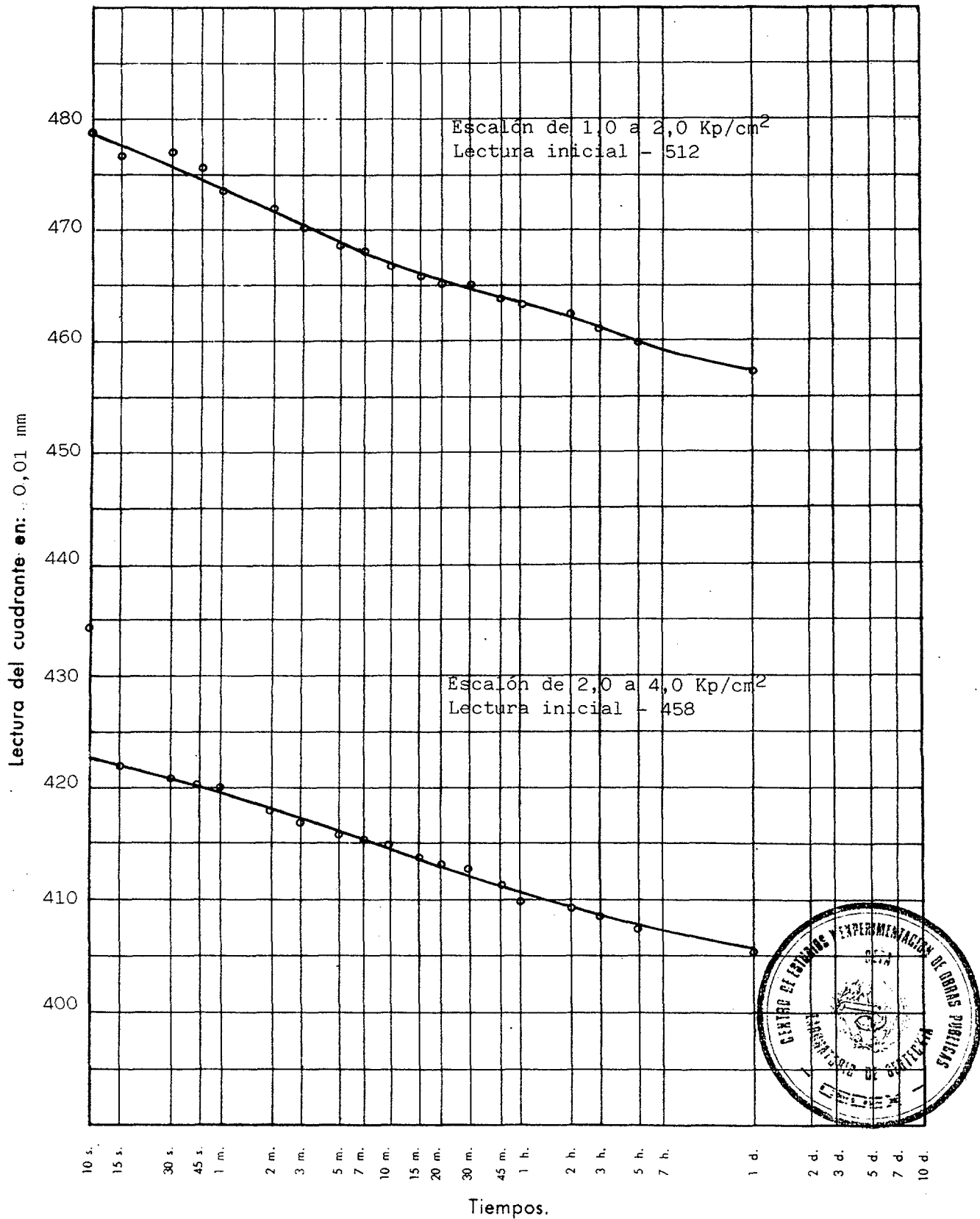
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 600 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 600 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm

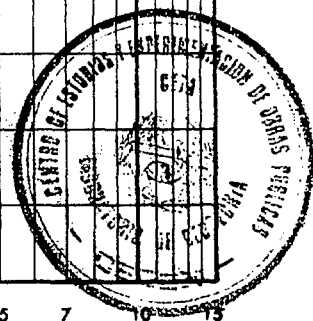
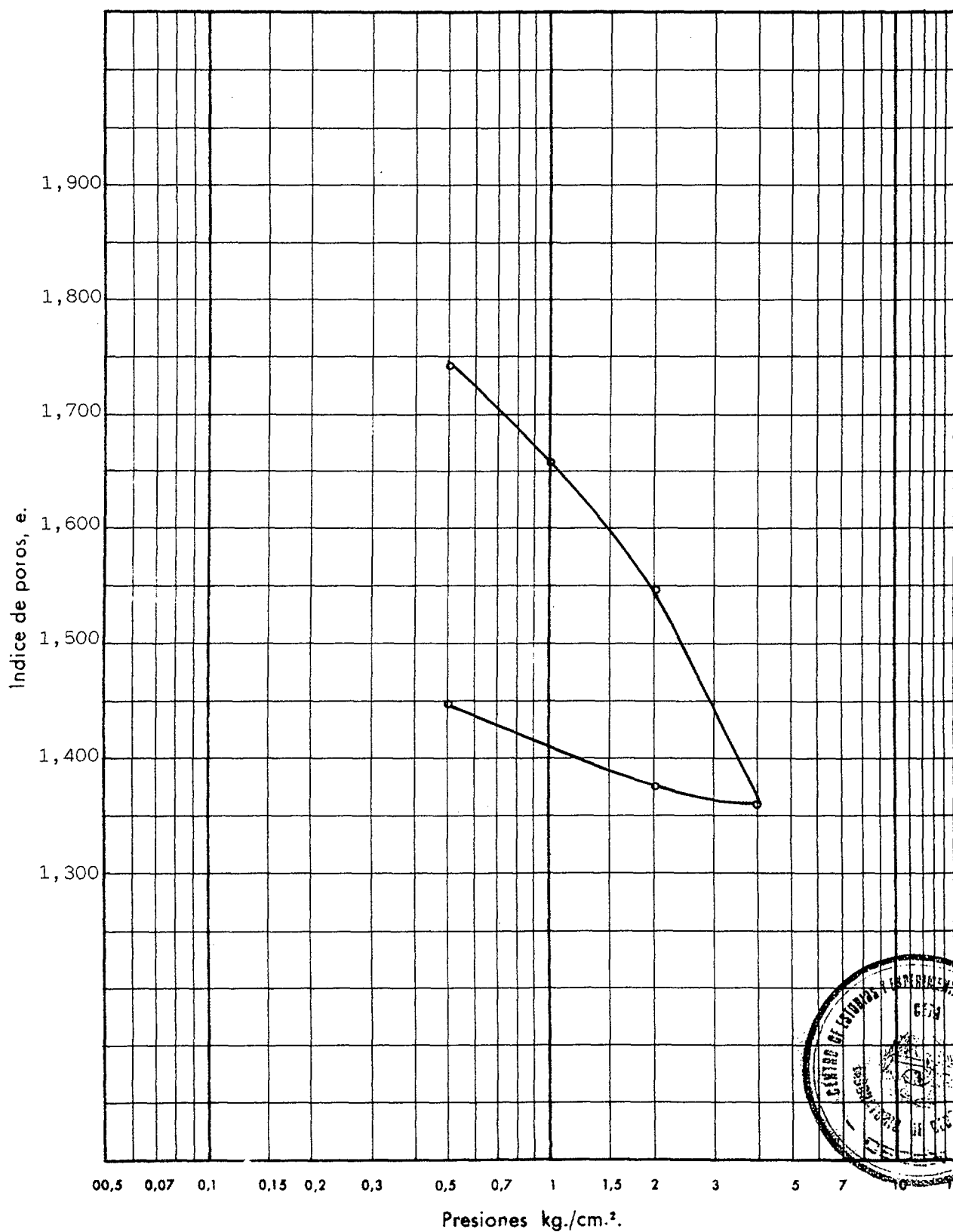


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 0,99... Humedad inicial: 65,4... Peso específico de las partículas: 2,80

Indice de poros inicial: 1,834... Humedad final: 53,7... Diametro muestra (cm): 7,0



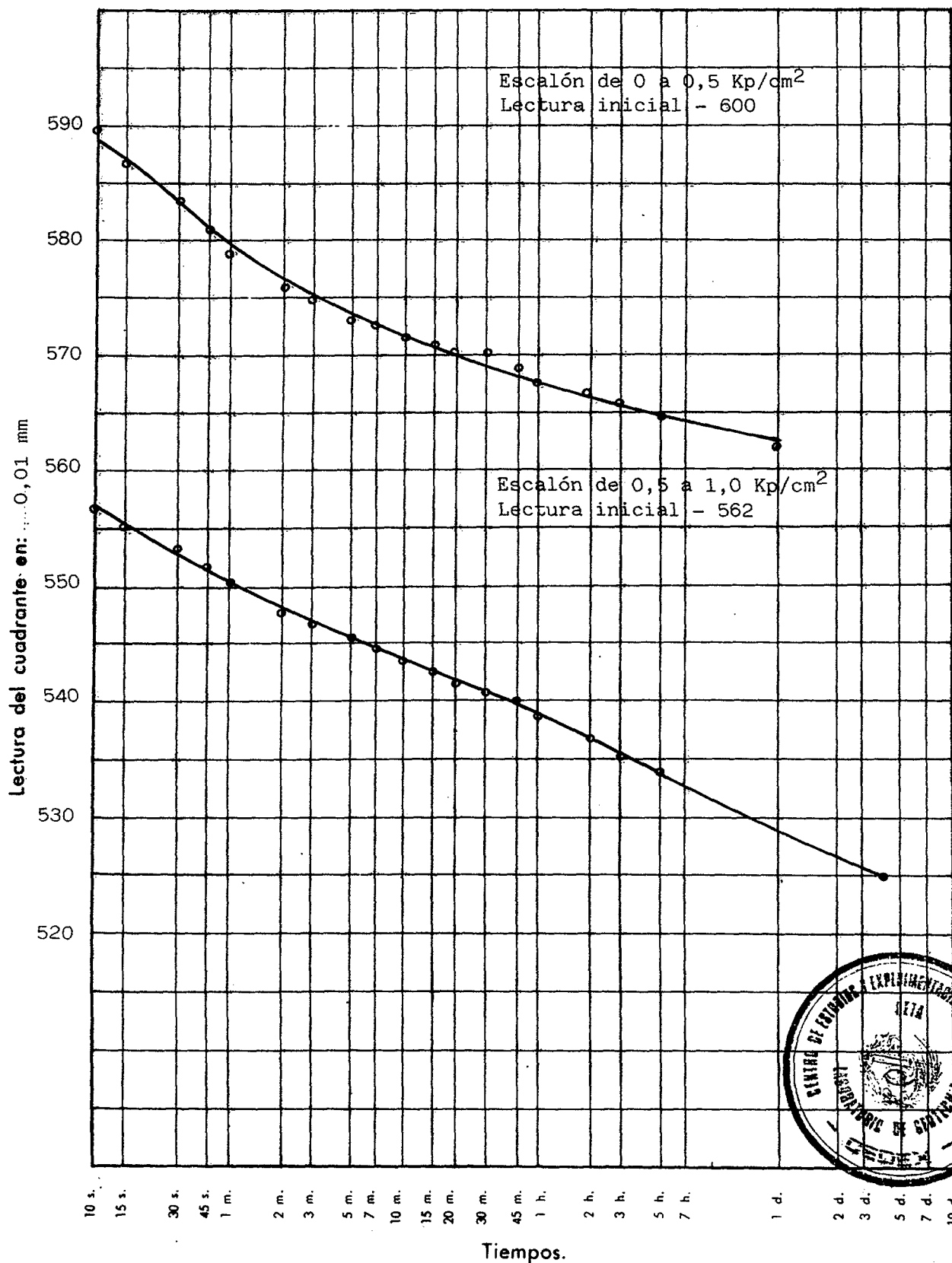
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 600

Altura del edómetro: 12 mm

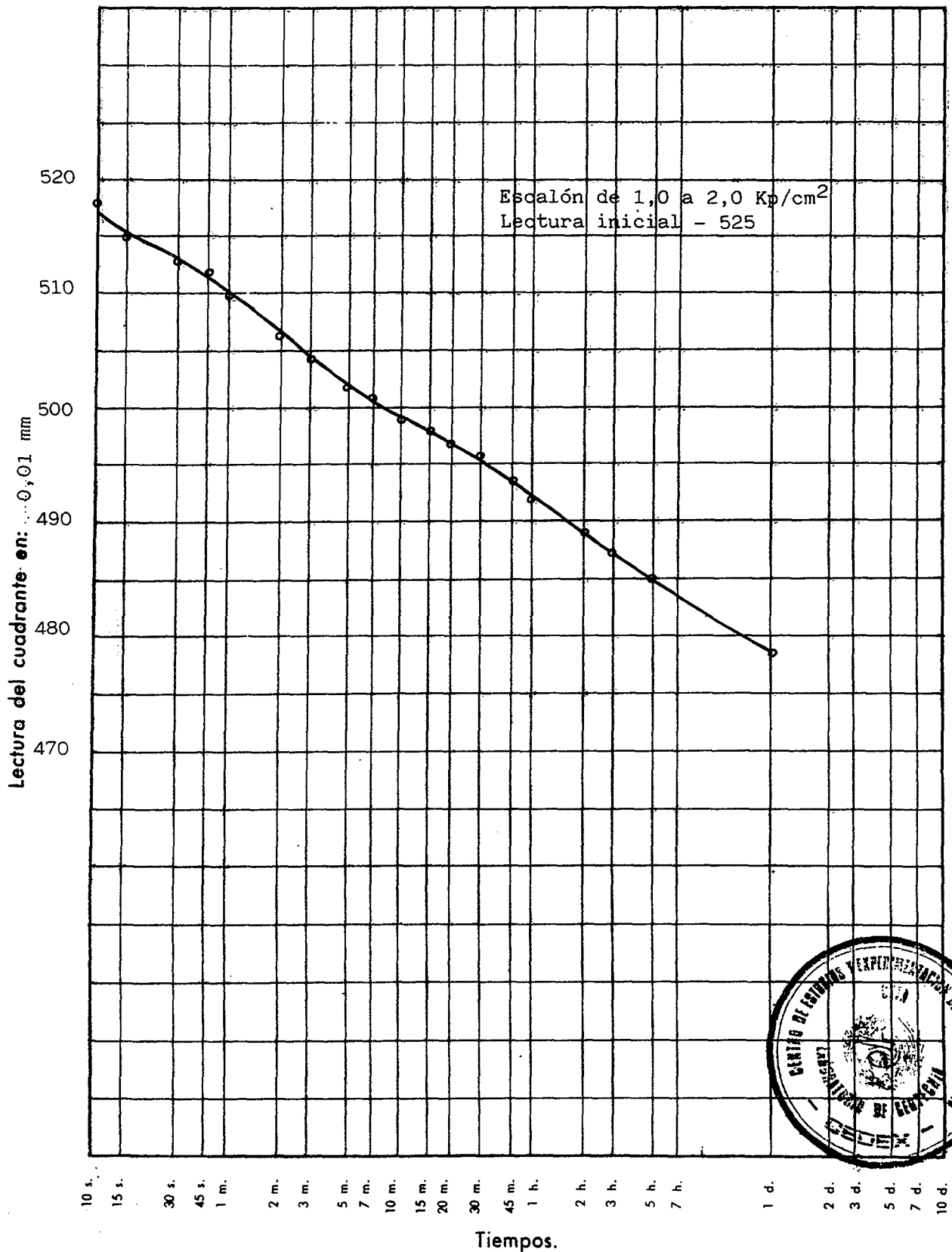
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

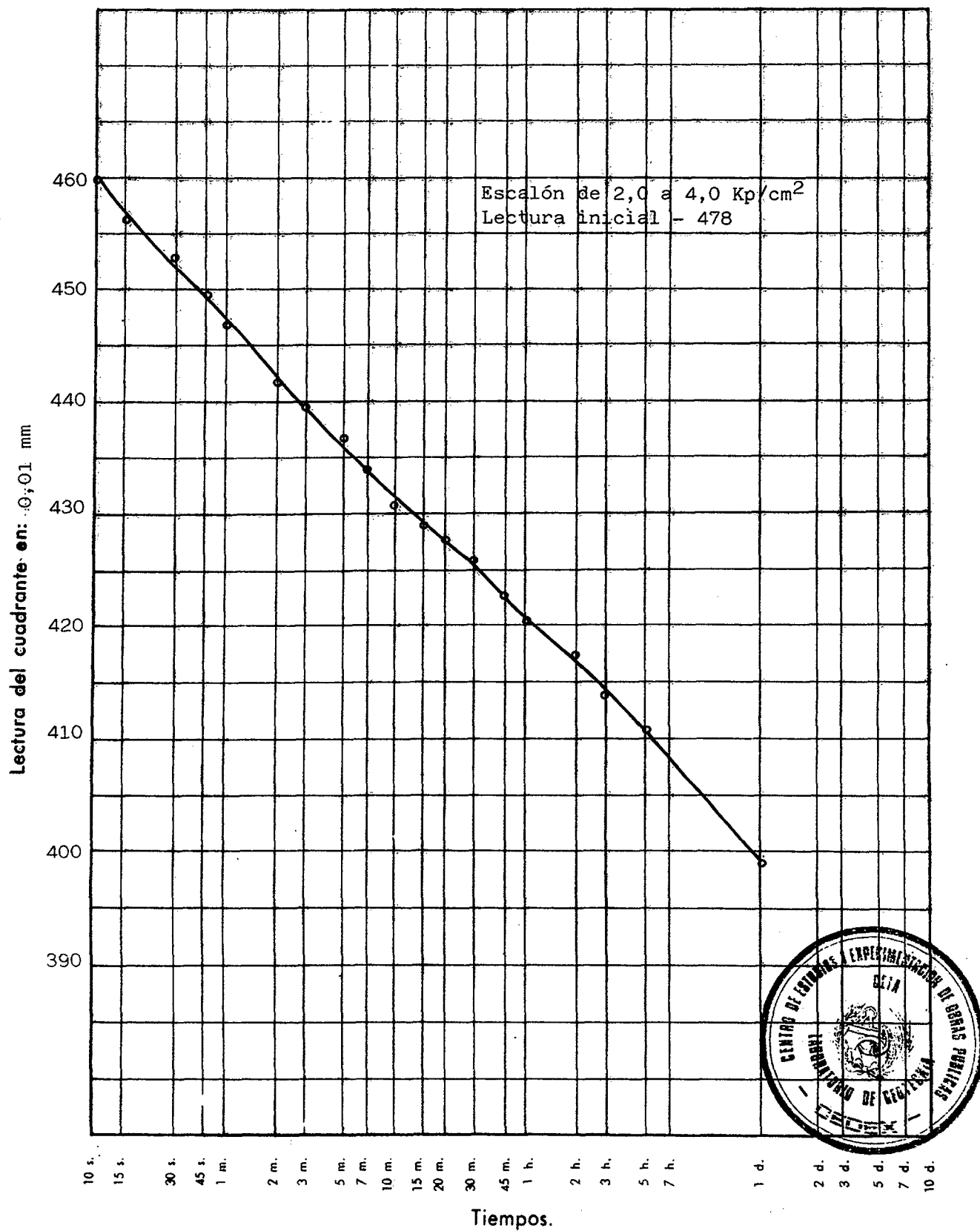
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 600 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm

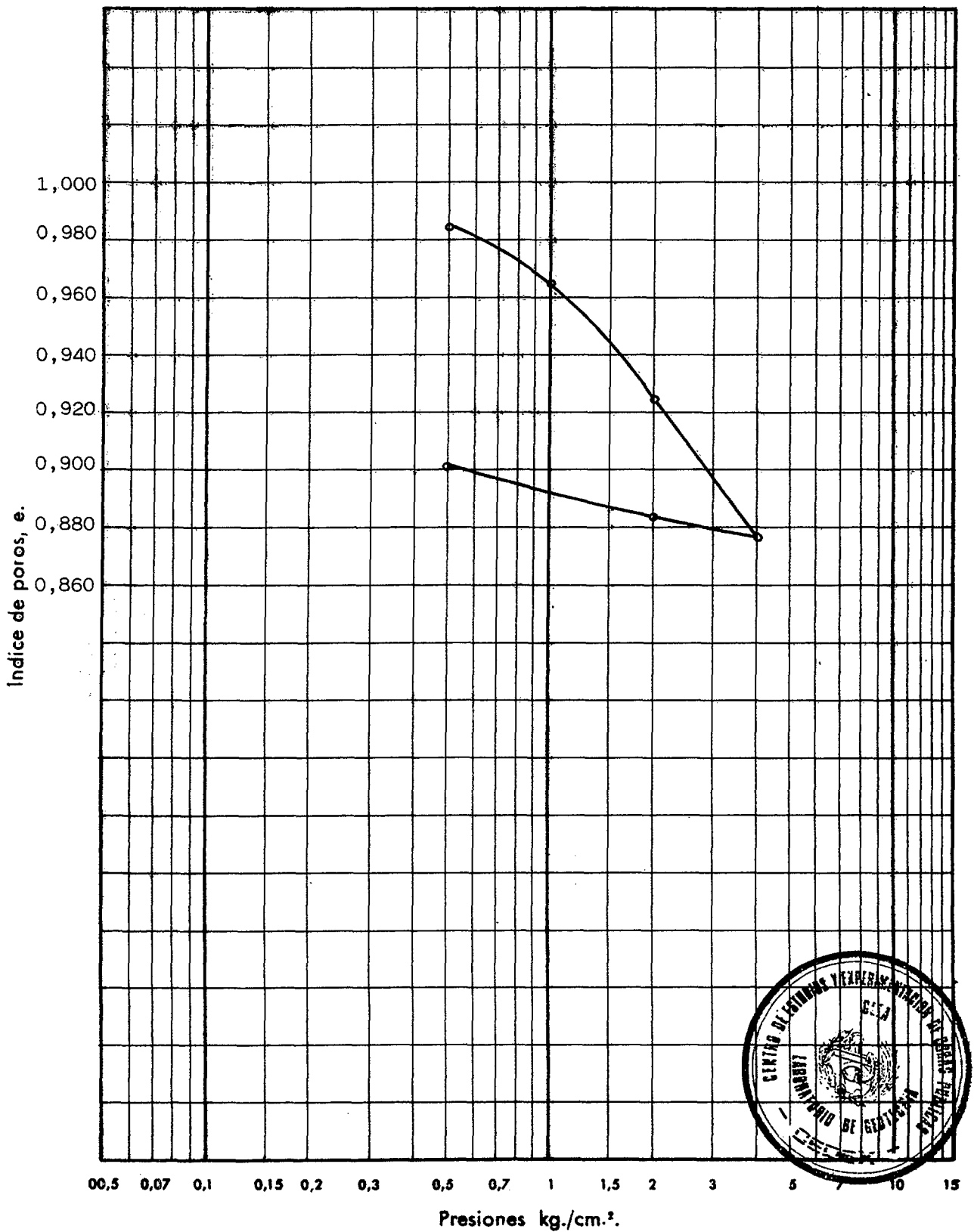


ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 600 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO**CURVA EDOMETRICA**Densidad seca inicial: 1,36 Humedad inicial: 23,8 Peso específico de las partículas: 2,75Indice de poros inicial: 1,018 Humedad final: 31,3 Diametro muestra (cm): 7,0

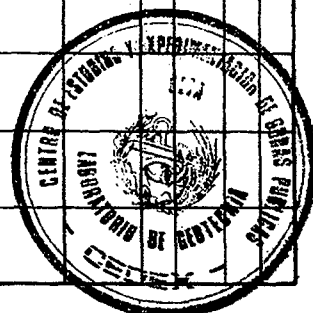
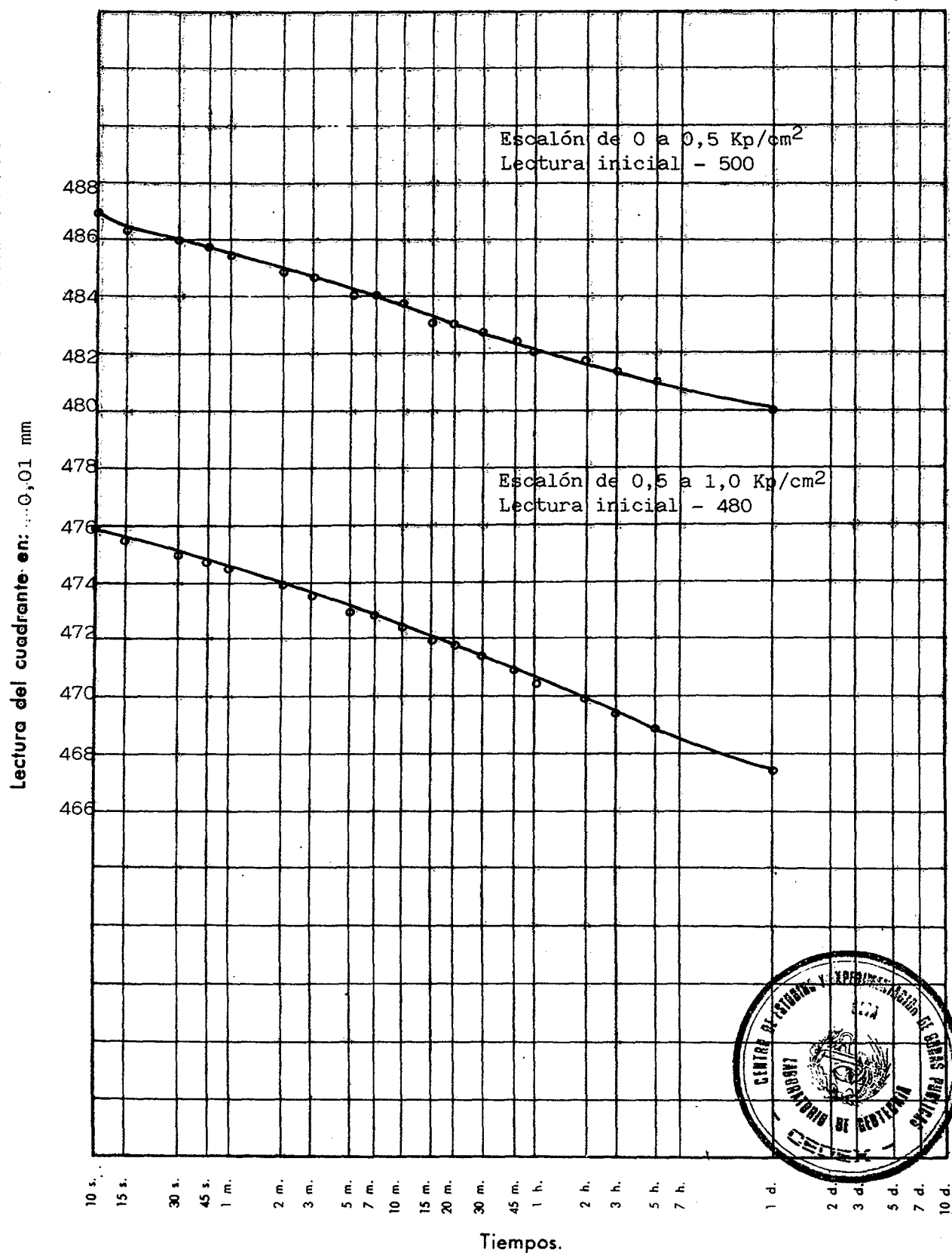
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 500

Altura del edómetro: 12 mm

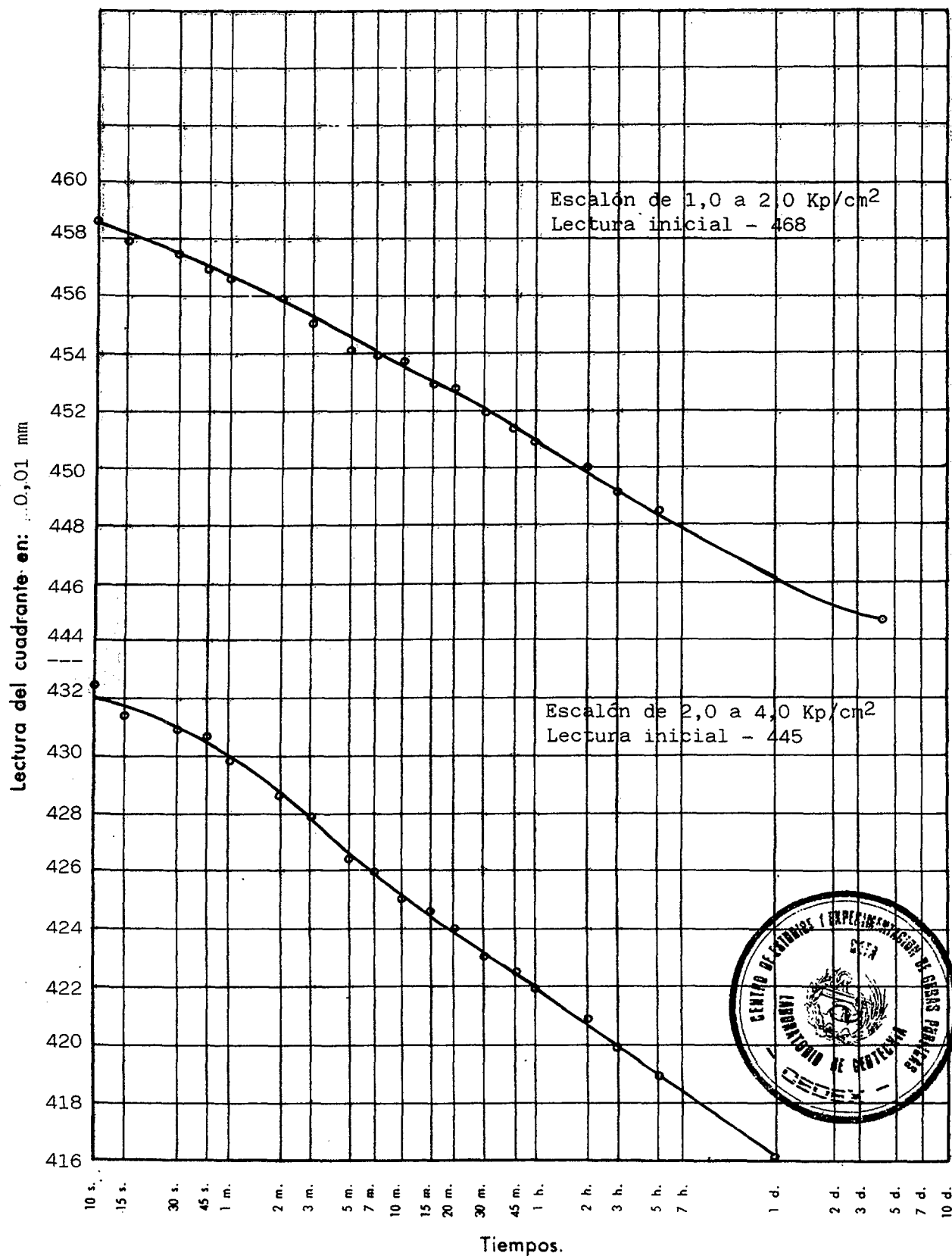
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 500 Altura del edómetro: 12 mm
Diámetro: 70 mm

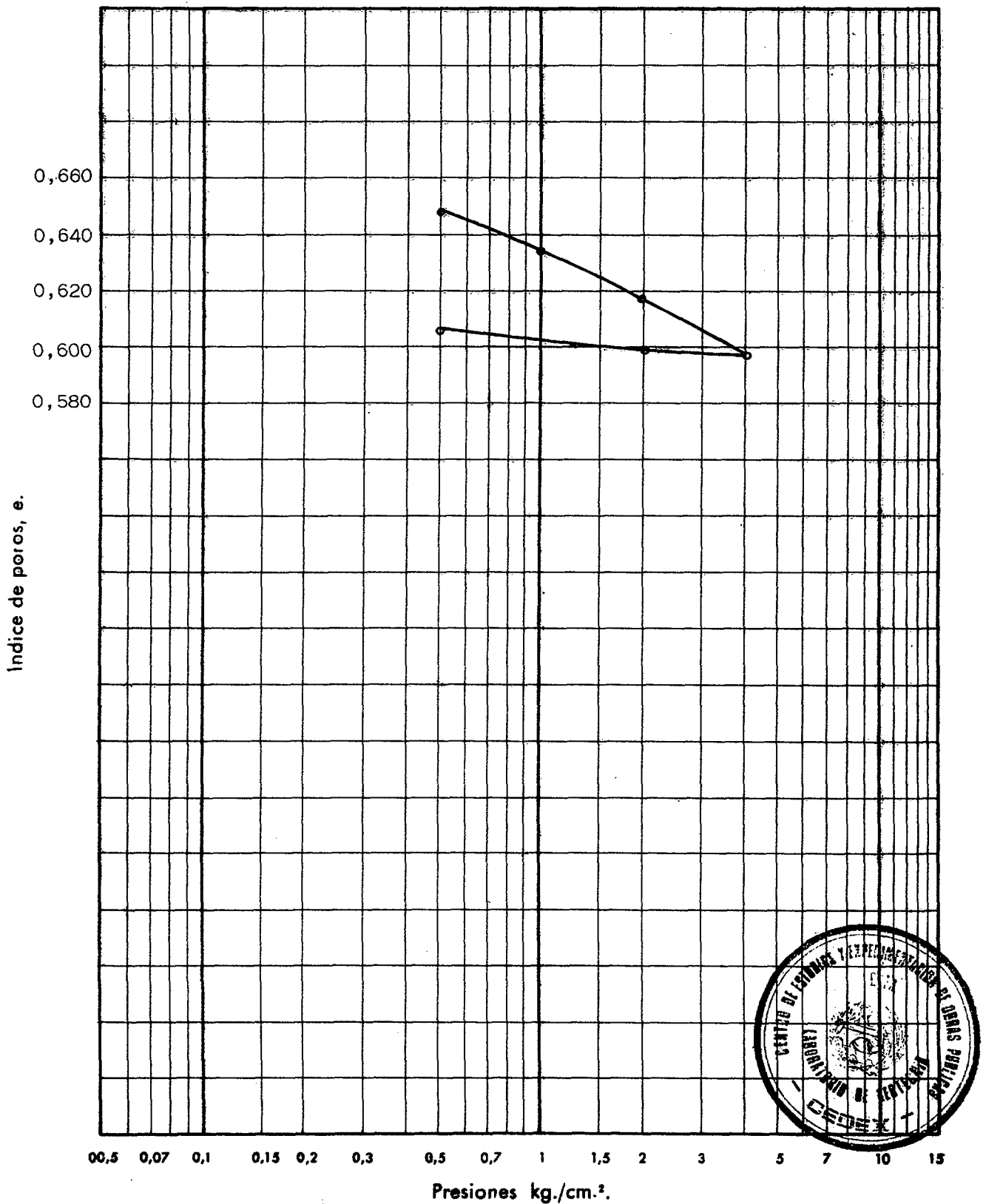


ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: ...1,64... Humedad inicial: 26,6... Peso específico de las partículas: 2,75

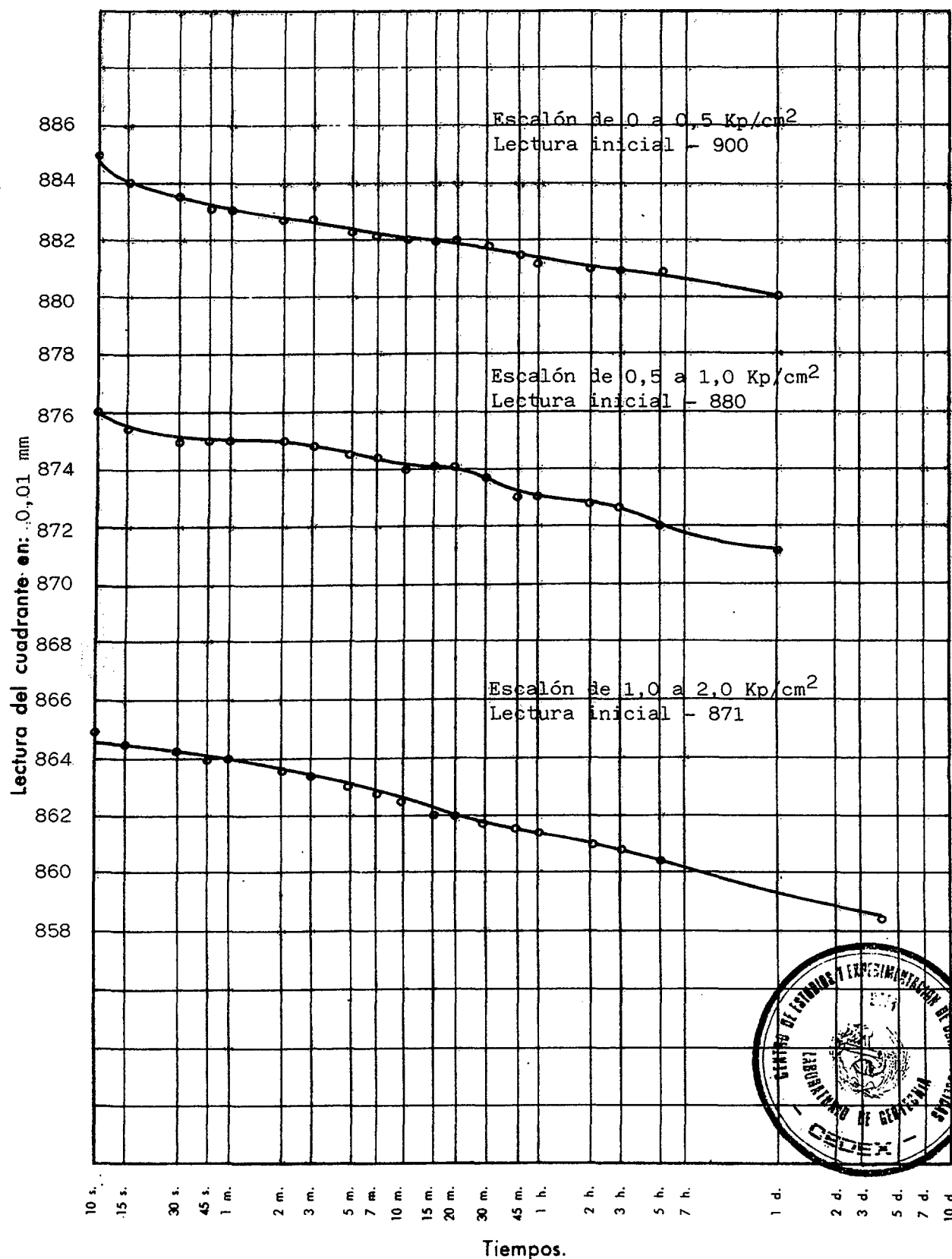
Indice de poros inicial: ...0,675... Humedad final: ...26,5... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
 Diametro: 70 mm



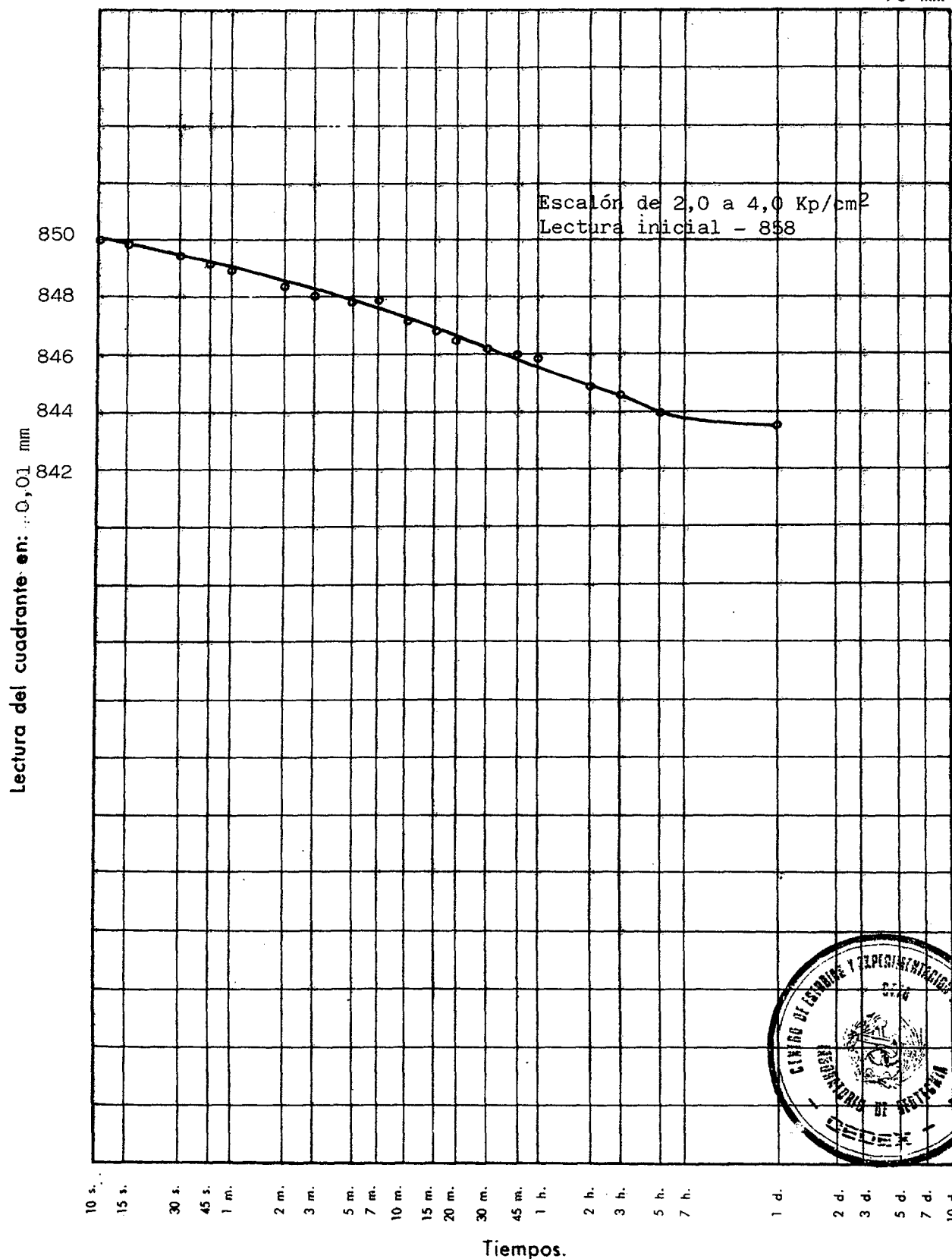
ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900

Altura del edómetro: 12 mm

Diametro: 70 mm



ENSAYOS EDOMÉTRICOS CON SUCCIÓN CONTROLADA

Para la realización de estos ensayos se han utilizado edómetros de succión controlada con membrana semipermeable, siguiéndose el proceso que se detalla a continuación.

Tras montar la muestra en el aparato, y antes de dar agua a la piedra inferior y de aplicar la presión de nitrógeno, se colocaba una sobrecarga, distinta para cada muestra, cuyo valor se recoge en la tabla adjunta, que se mantenía constante durante todo el ensayo. Transcurridos cinco minutos se aplicaban a la par: una presión de nitrógeno de $0,5 \text{ Kp/cm}^2$ y agua a presión atmosférica a la cara inferior de la membrana en contacto con la muestra, siguiéndose el proceso de asiento experimentado. Finalizado este, se aumentaba la presión de nitrógeno hasta $1,0 \text{ Kp/cm}^2$, determinándose análogamente el proceso de asiento.

Esto se ha repetido en todas las muestras para escalones de succión de 0,5; 1,0; 1,5; 2,0 y $4,0 \text{ Kp/cm}^2$, con excepción de las señaladas con (*) a las que se ha añadido otro de $8,0 \text{ Kp/cm}^2$.

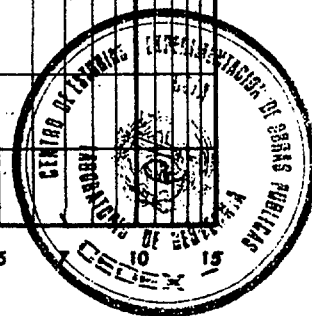
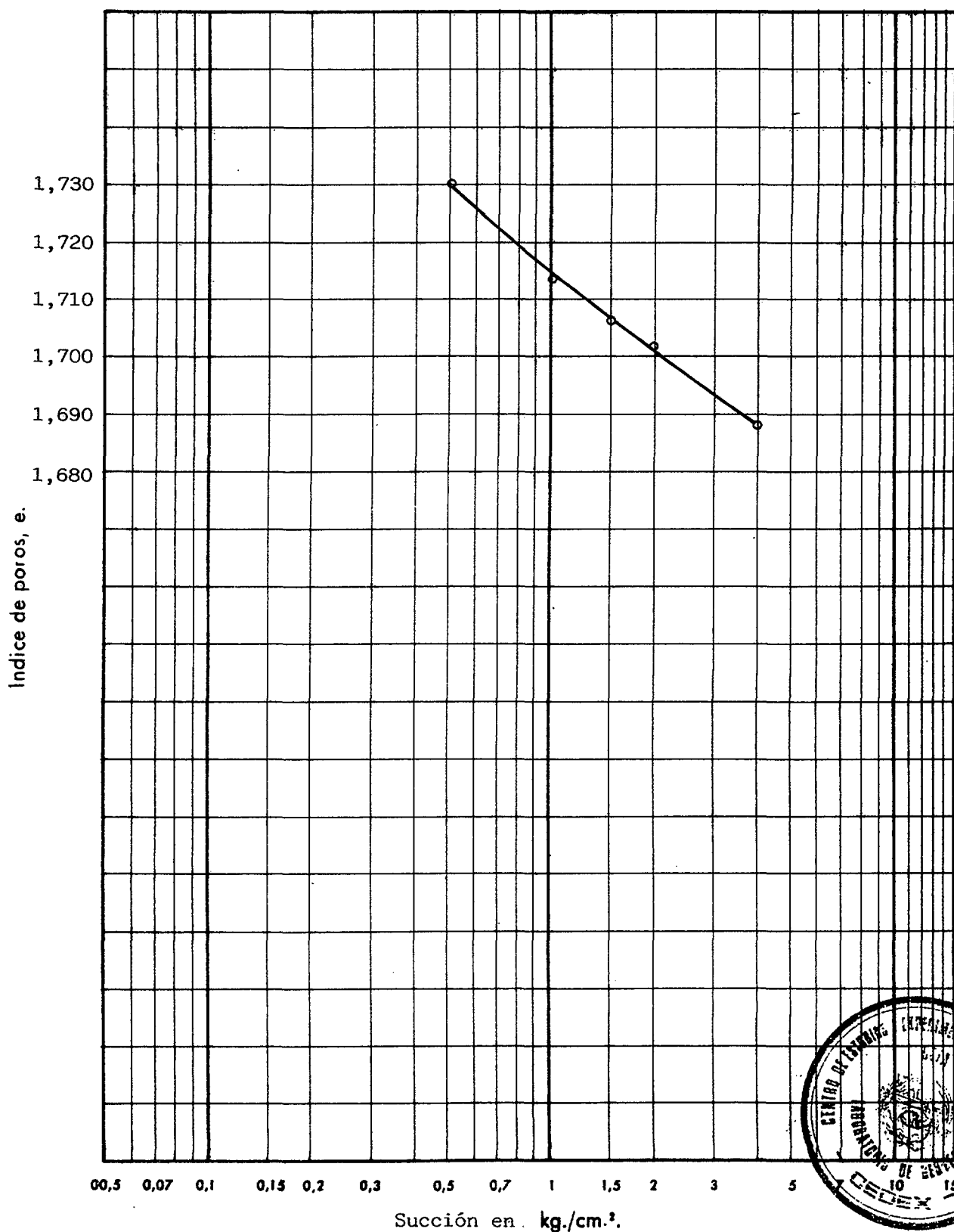
En los resultados, se incluye para cada muestra la curva edométrica y las de consolidación para cada escalón de succión.

MUESTRA N°	SOBRECARGA (Kp/cm ²)
4925 (*)	0,25
4926	0,45
4928 (*)	0,5
4930	0,7
4932	0,75
4934	0,8
4936	0,95
4938	1,0
4940	1,1
4942	1,25
4944	1,4
4946	1,5
4948	1,55
4665 (*)	2,5
4647	1,6
4652	2,0
4860 (*)	0,65

ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

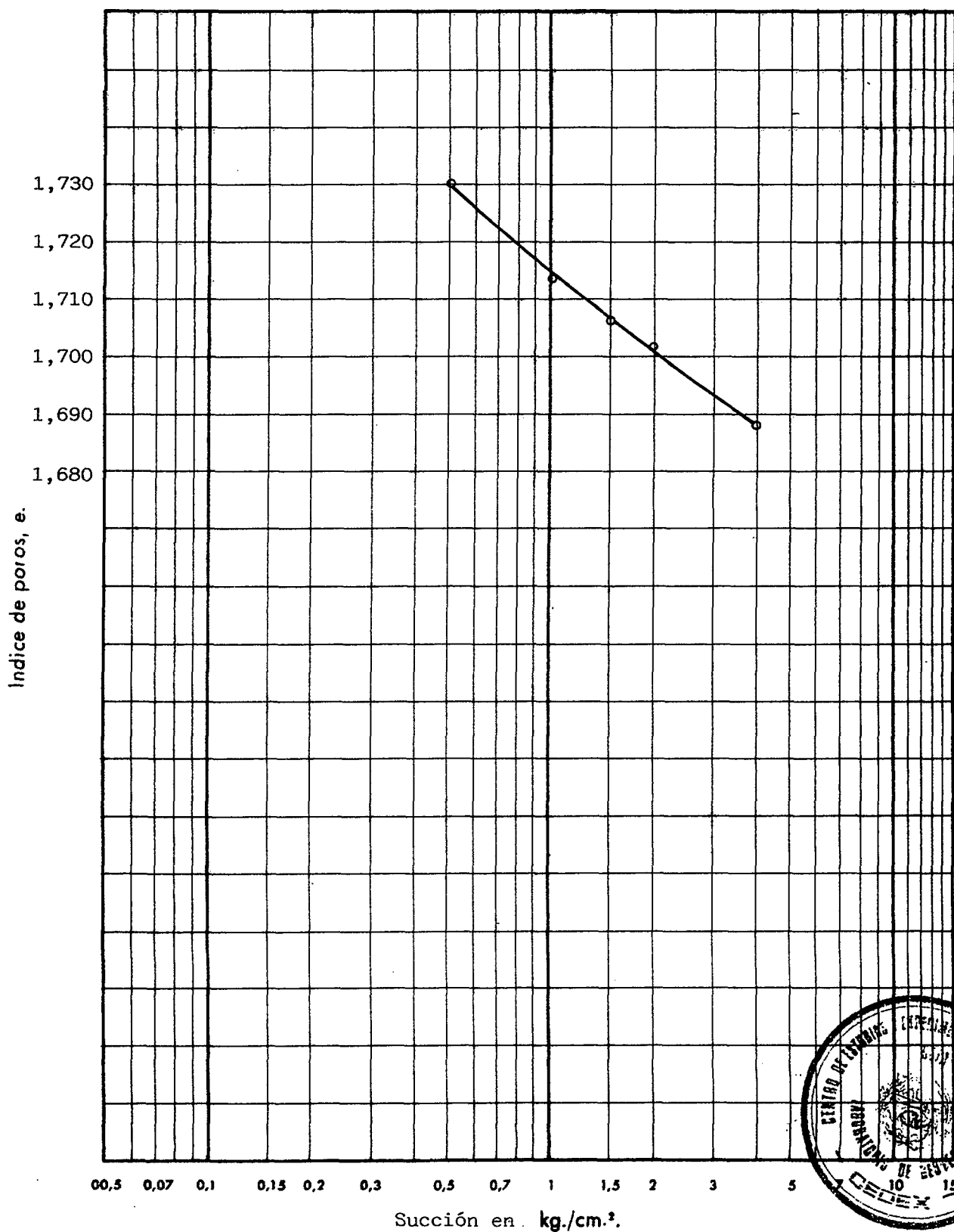
CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,03 Humedad inicial: 60,3 Peso específico de las partículas: 2,84
Indice de poros inicial: 1,755 Humedad final: 31,2 Diametro muestra (cm): 7,0



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDOMETRICA**

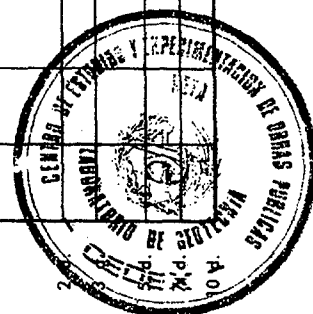
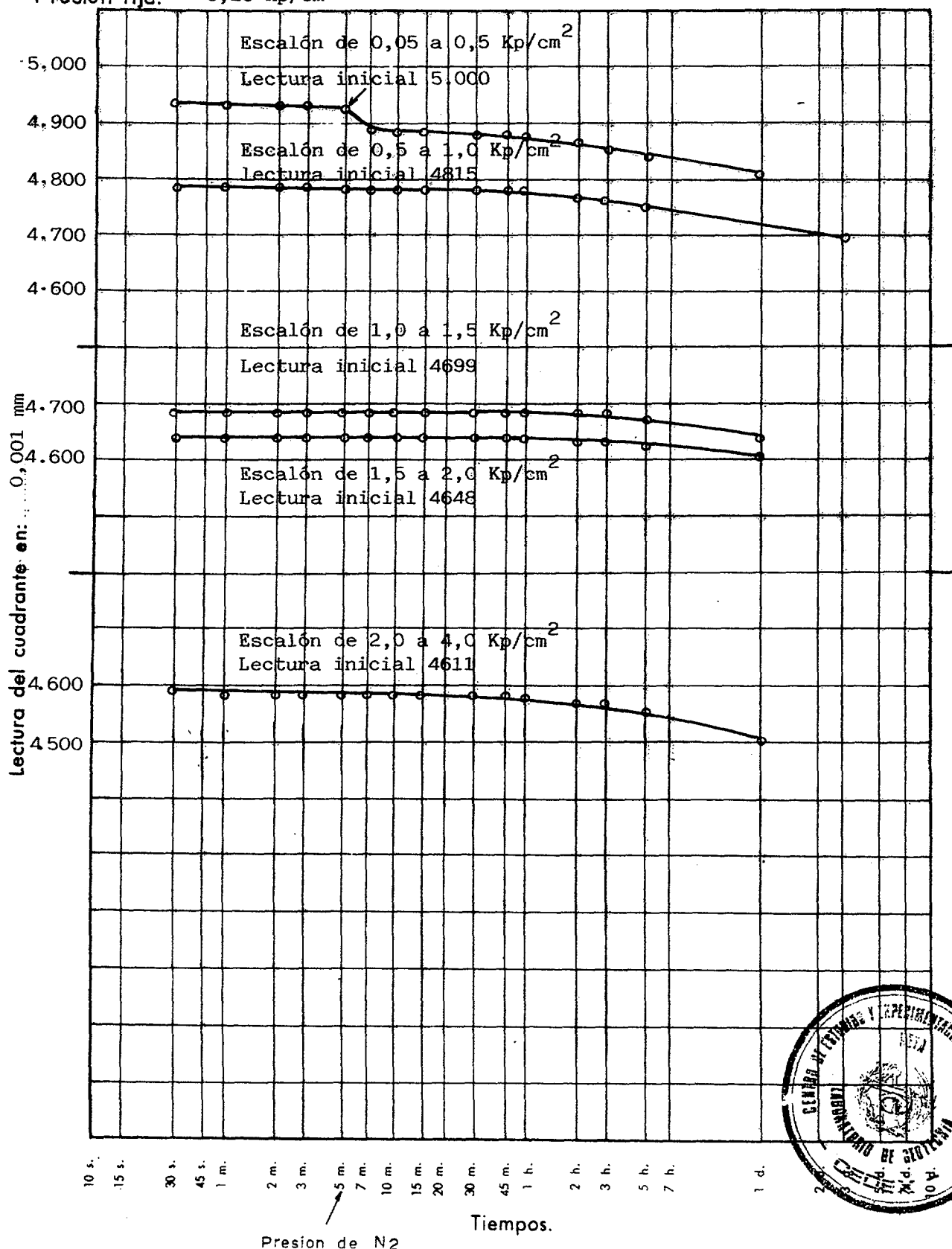
Densidad seca inicial: 1,03 Humedad inicial: 60,3 Peso específico de las partículas: 2,84
Indice de poros inicial: 1,755 Humedad final: 31,2 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

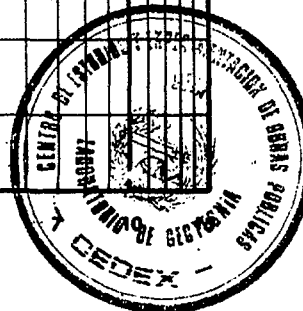
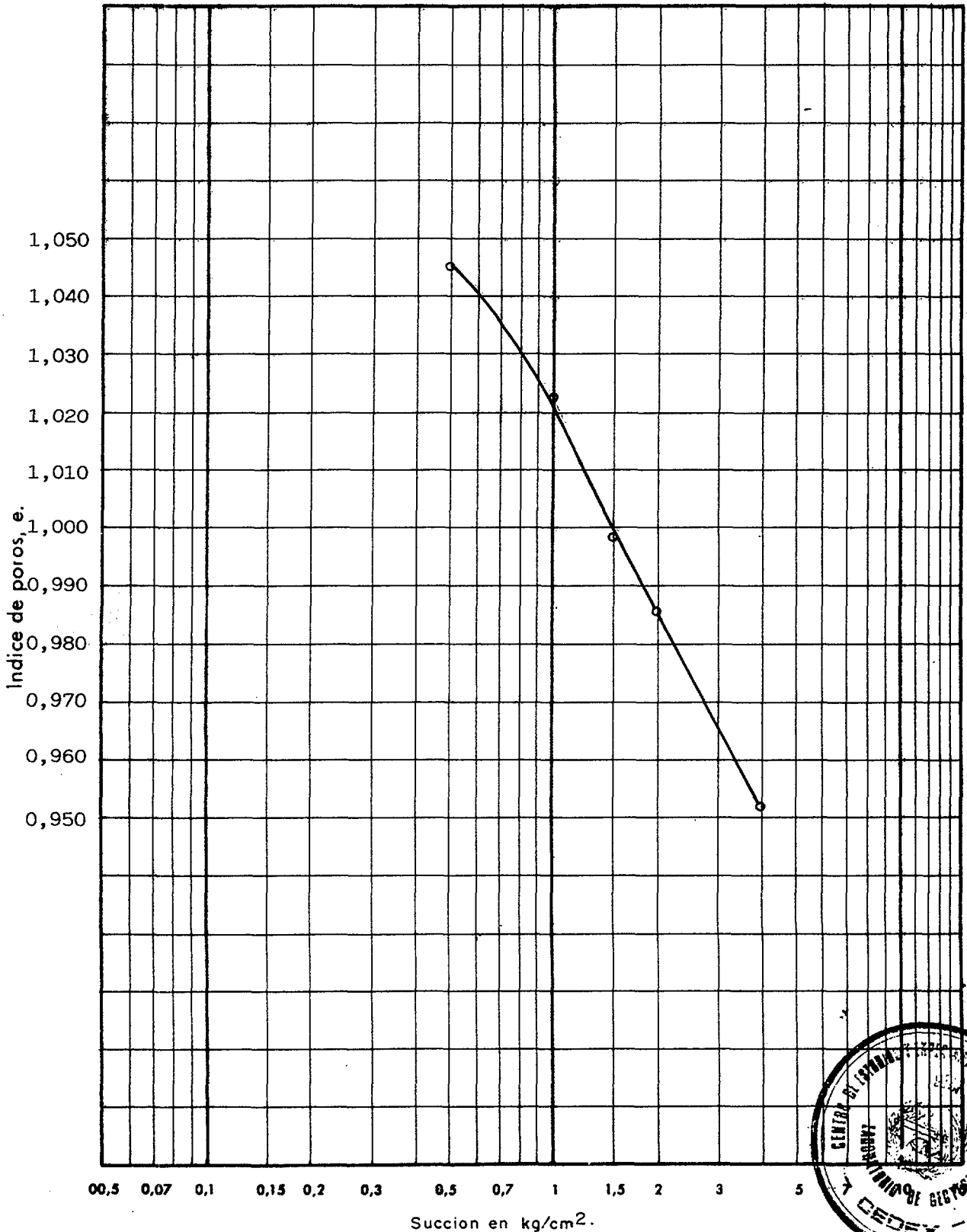
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 0,25 Kp/cm² Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,27 Humedad inicial: 36,1 Peso específico de las partículas: 2,72
Indice de poros inicial: 1,143 Humedad final: 27,0 Diametro muestra (cm): 7,0



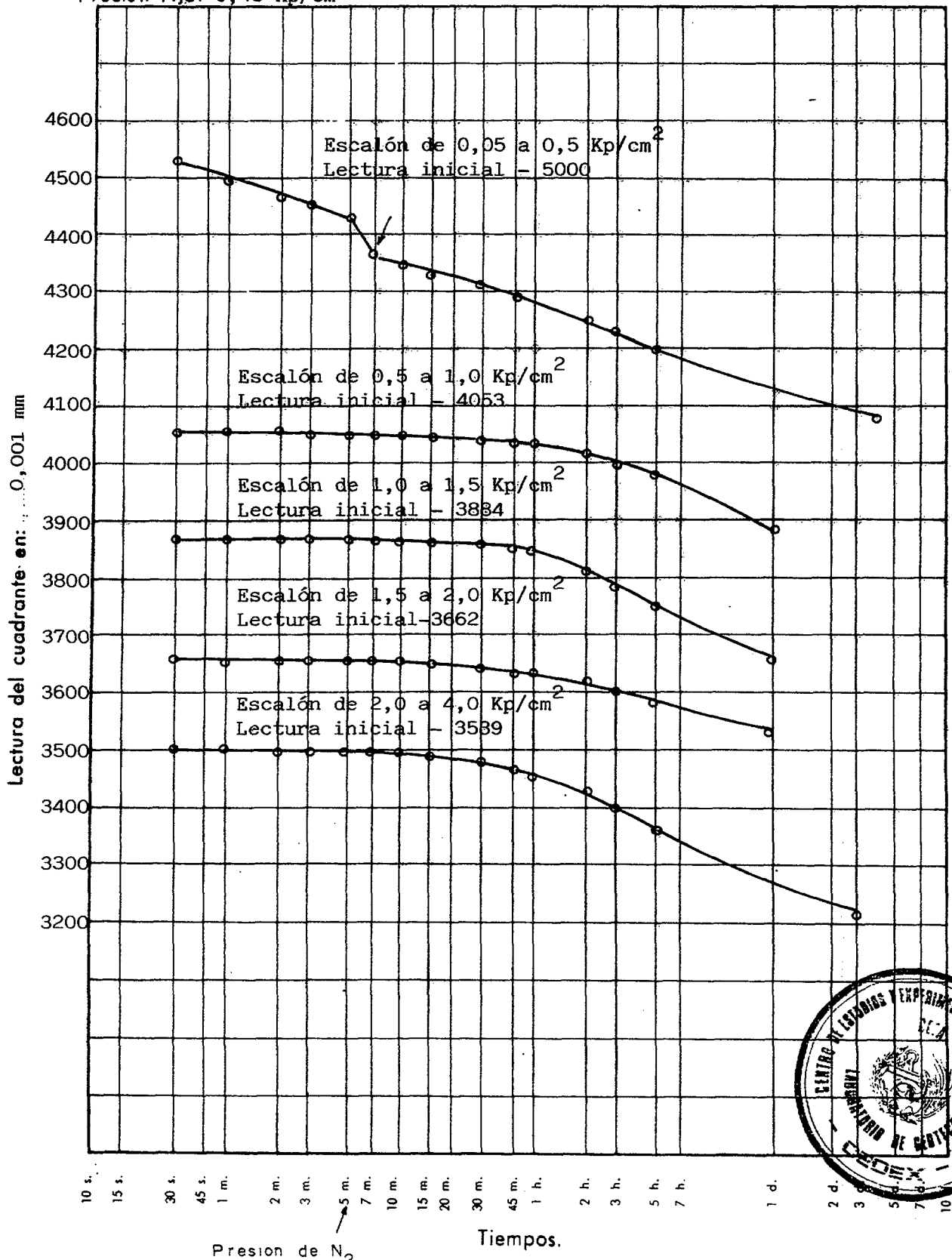
**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION.****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000

Altura del edómetro: 20 mm

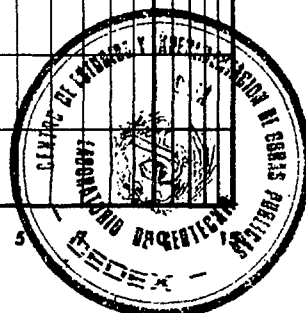
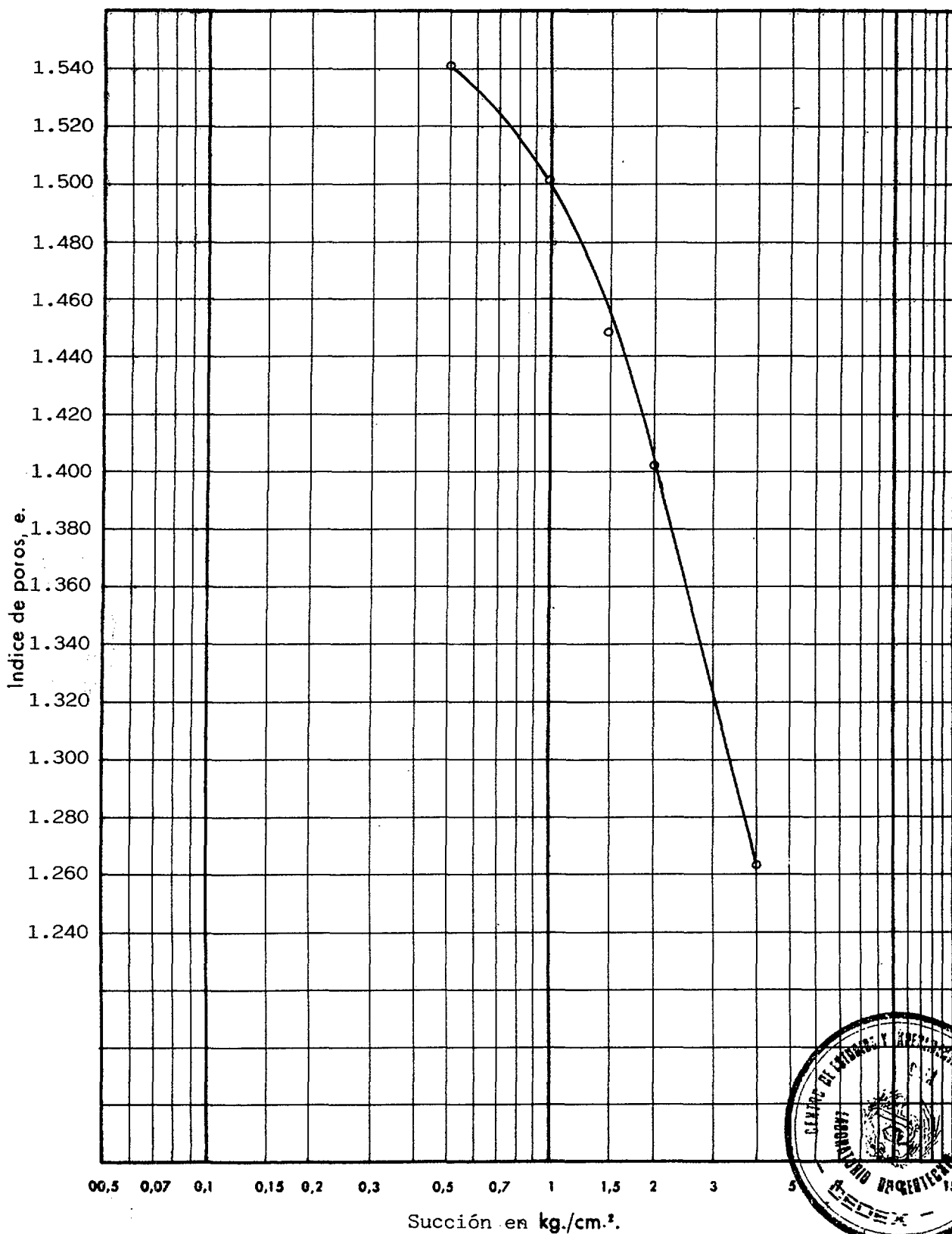
Presion fija: 0,45 Kp/cm²

Diametro: 70 mm



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDOMETRICA**

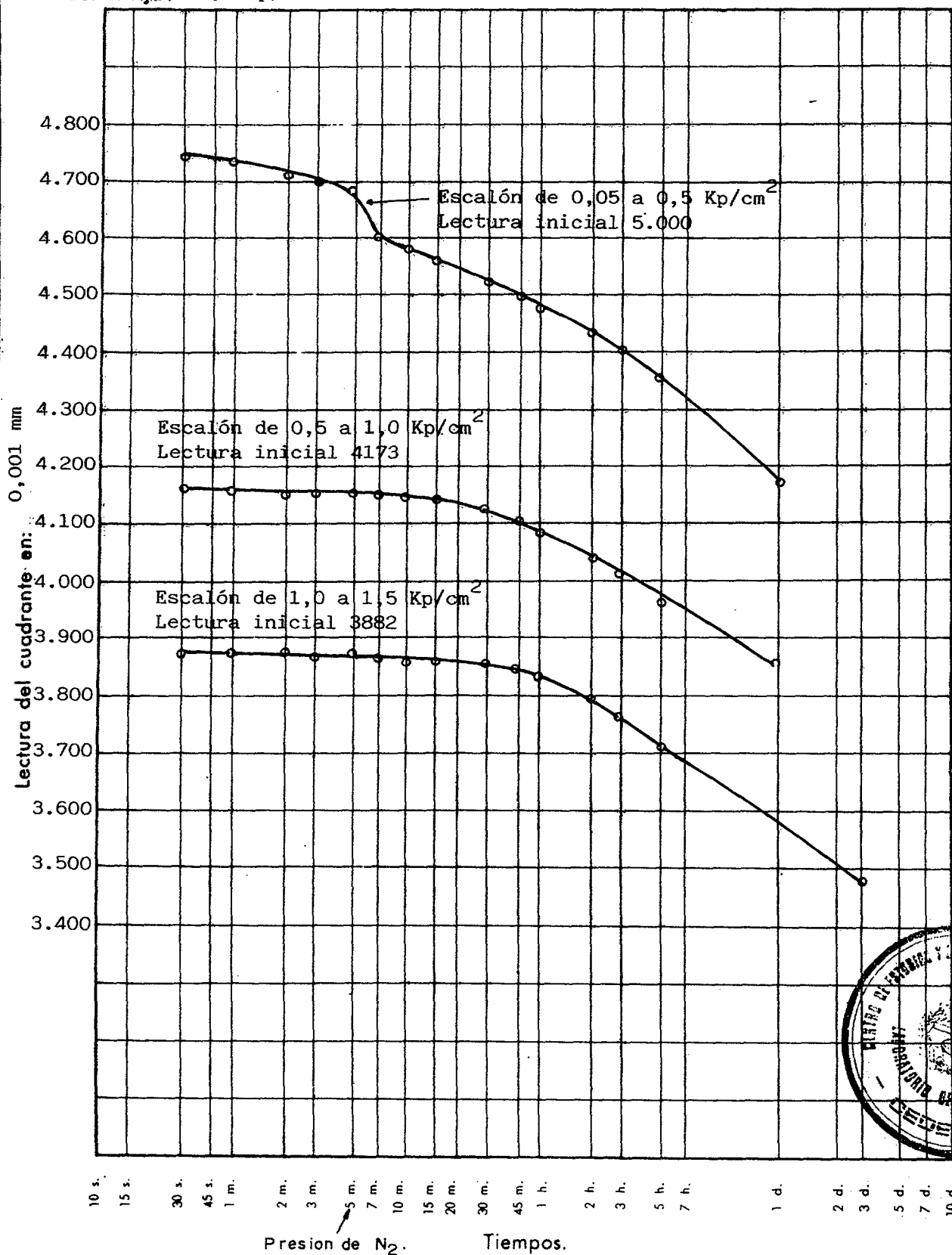
Densidad seca inicial: 1,02 Humedad inicial: 59,2 Peso específico de las partículas: 2,71
Indice de poros inicial: 1,650 Humedad final: 33,8 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

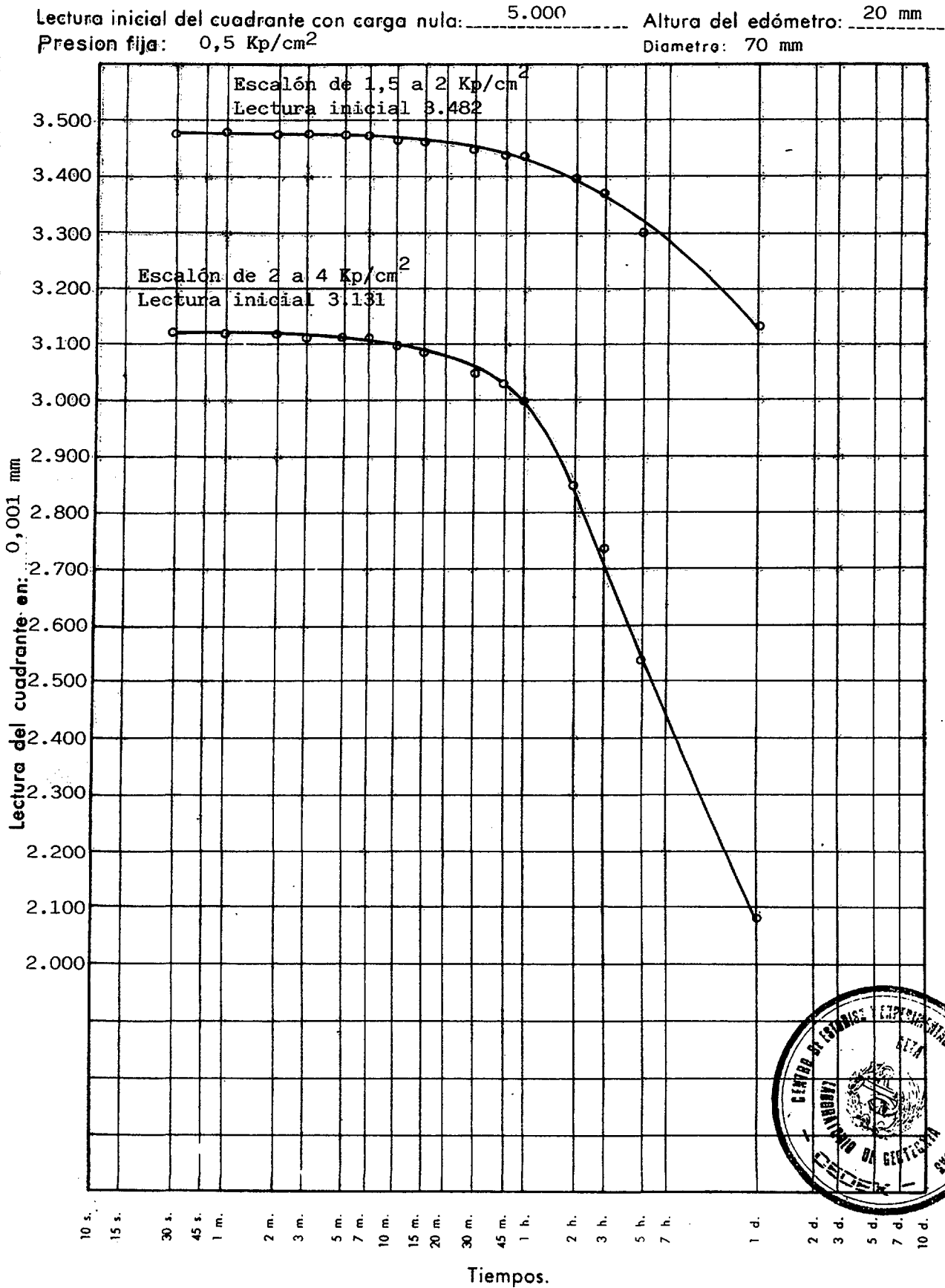
CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5.000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 0,5 Kp/cm² Diametro: 70 mm



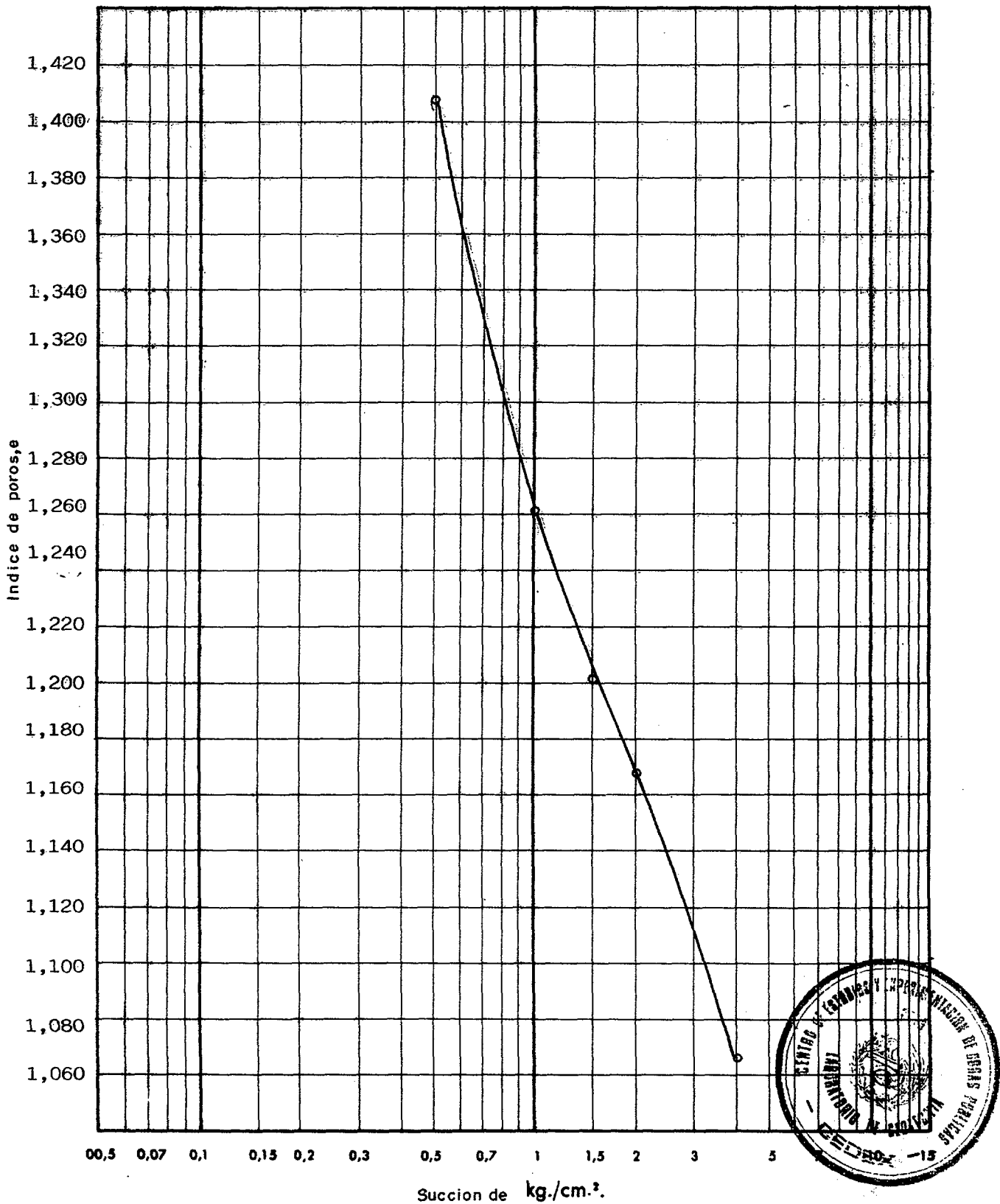
ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION.****CURVA EDOMETRICA**

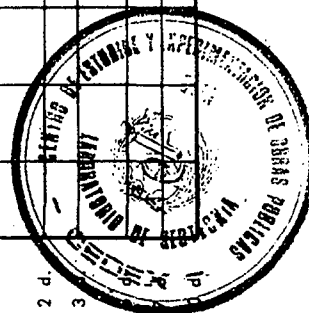
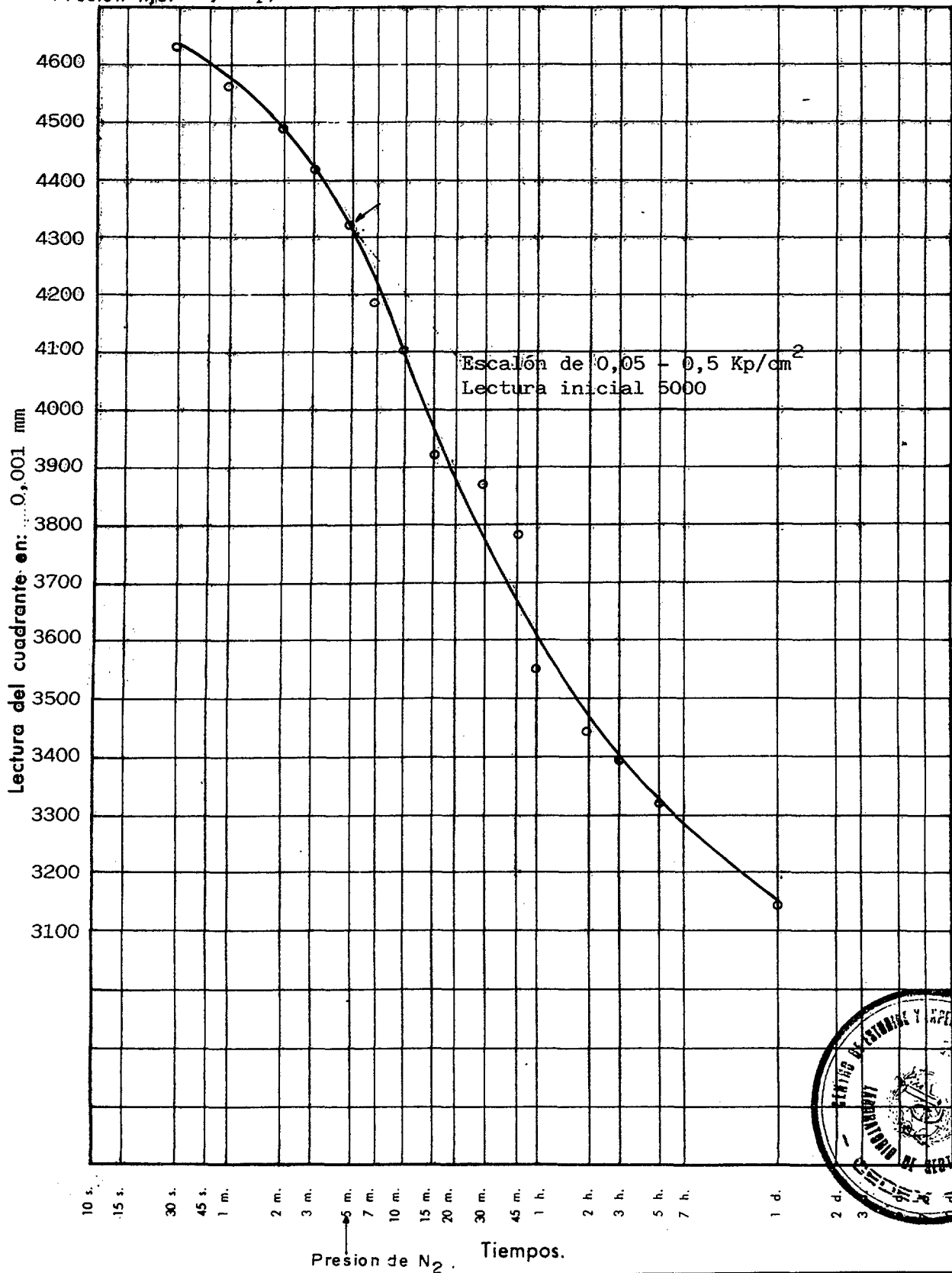
Densidad seca inicial: 1,03 Humedad inicial: 59,0 Peso específico de las partículas: 2,73
Indice de poros inicial: 1,653 Humedad final: 36,5 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

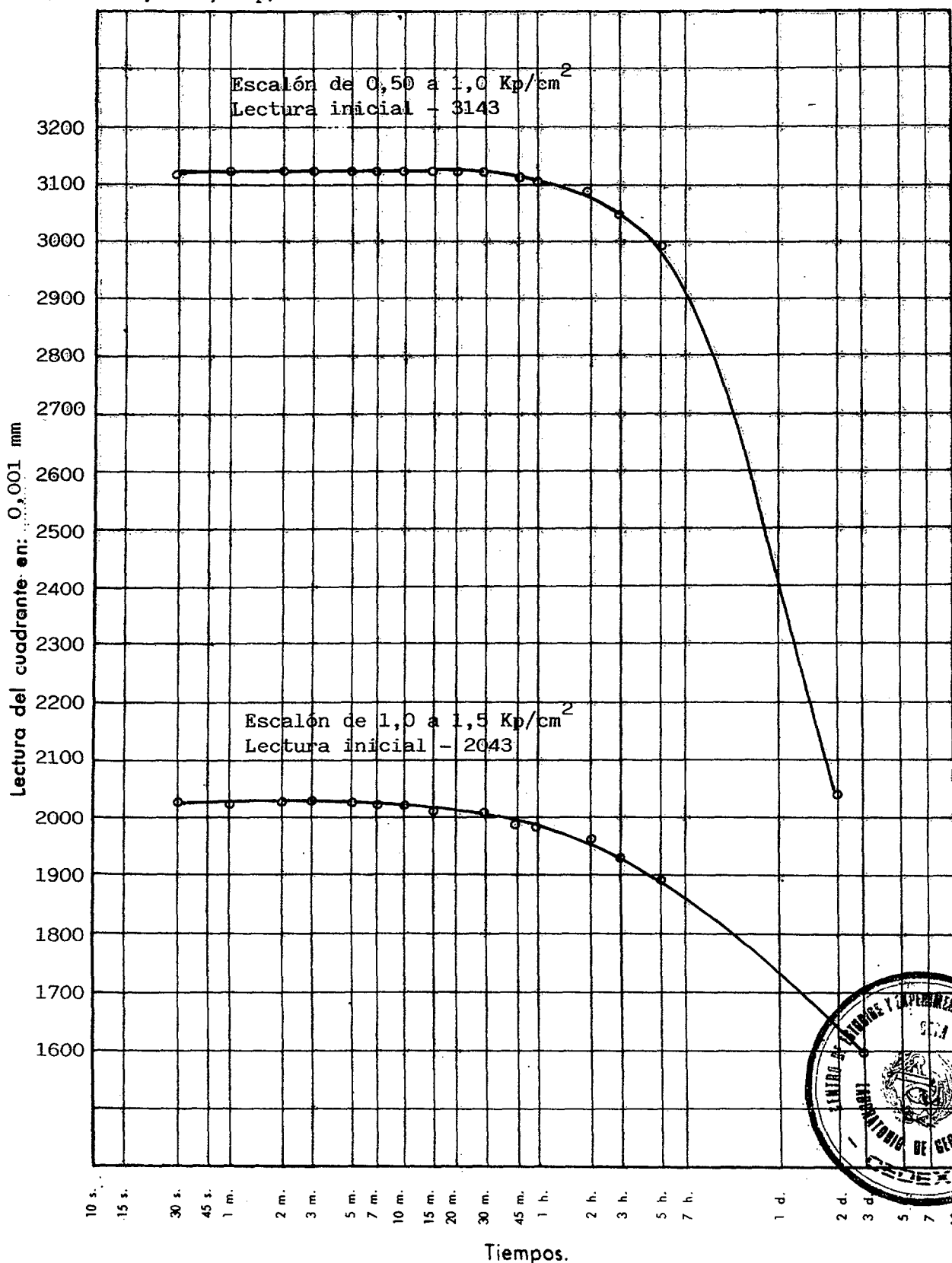
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 0,7 Kp/cm² Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm.
Presion fija: 0,7 Kp/cm² Diametro: 70 mm



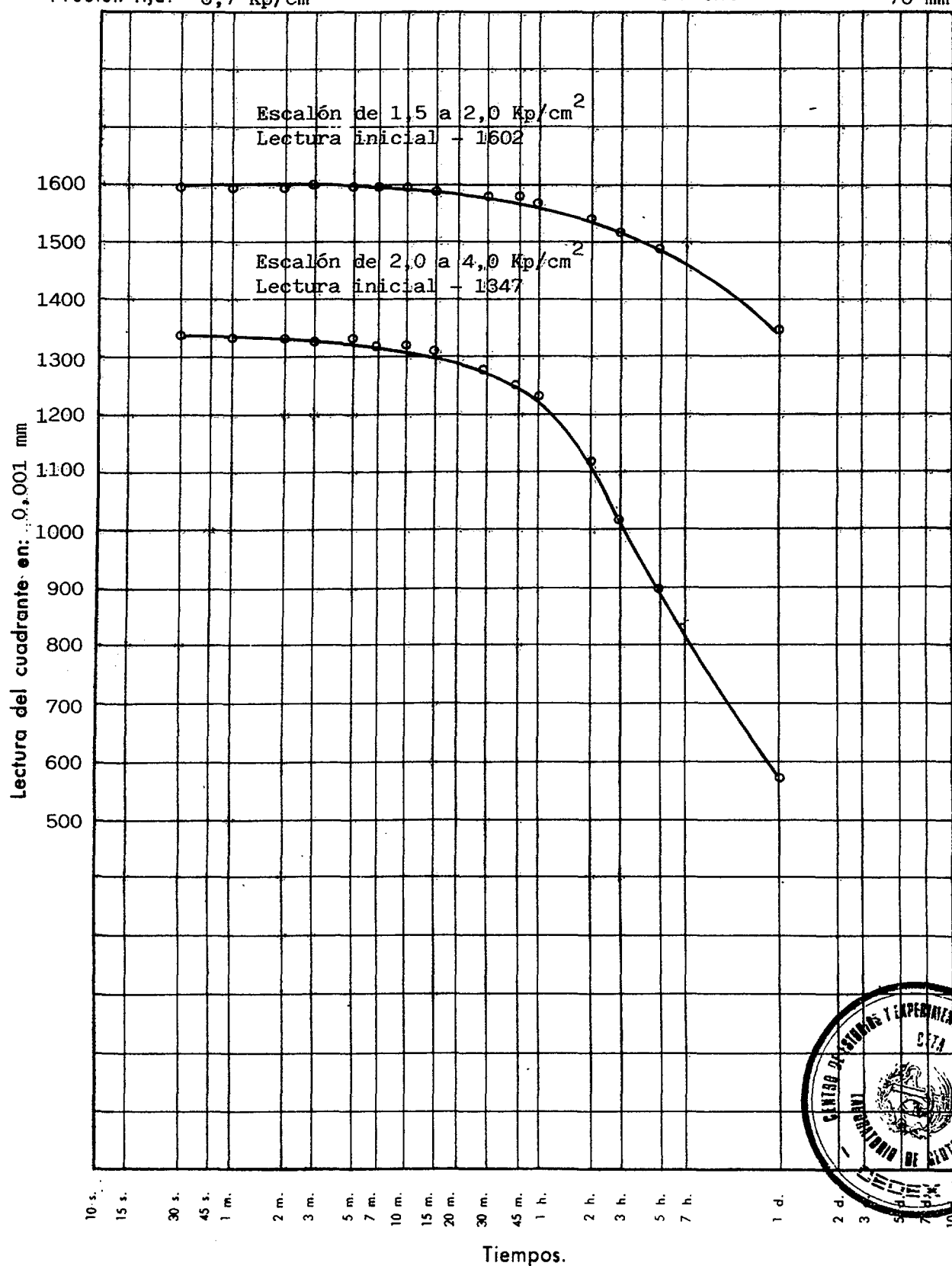
**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000

Altura del edómetro: 20 mm

Presion fija: 0,7 Kp/cm²

Diametro: 70 mm

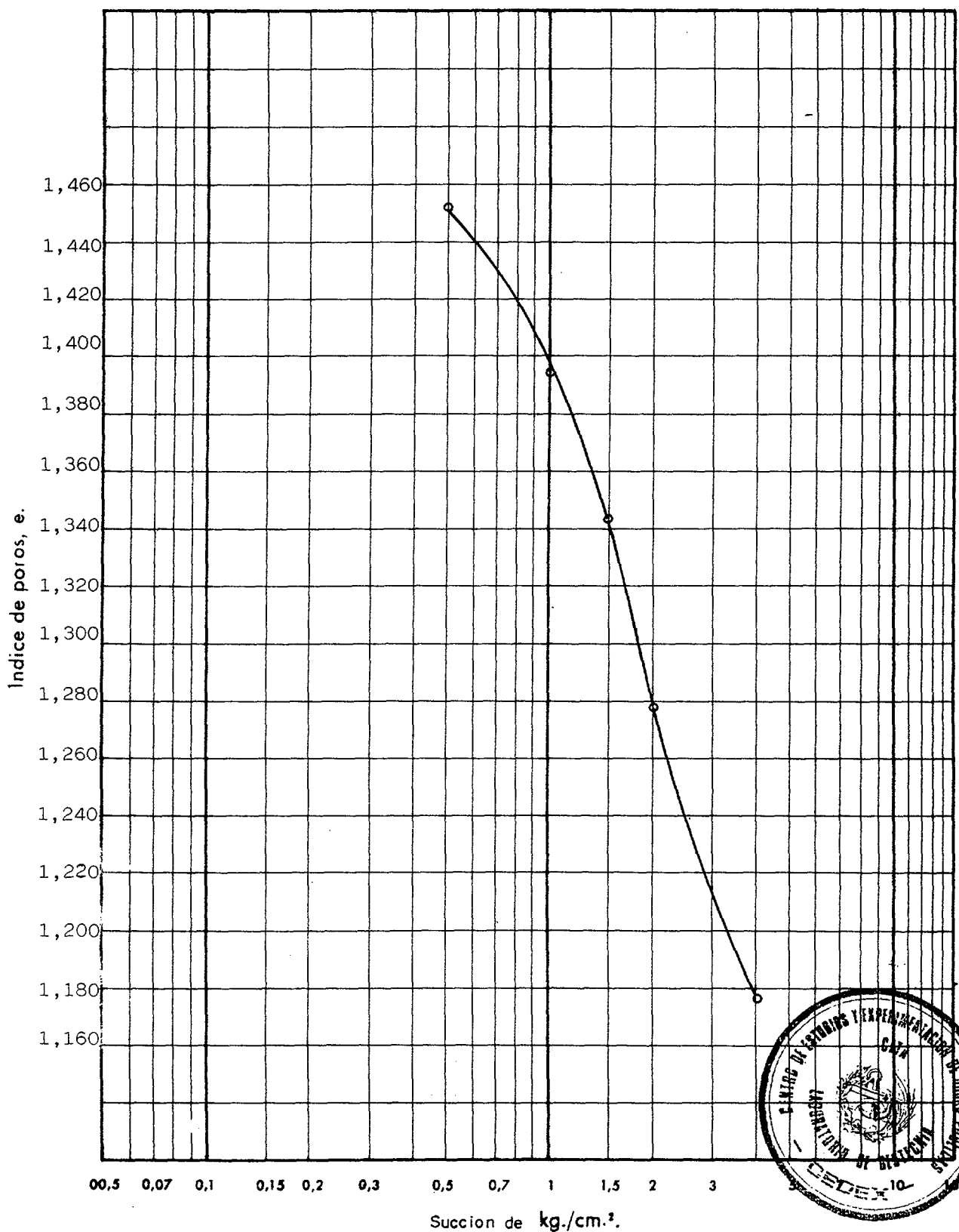


ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,07..... Humedad inicial: 57,0..... Peso específico de las partículas: 2,75

Indice de poros inicial: 1,578... Humedad final: 36,8..... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

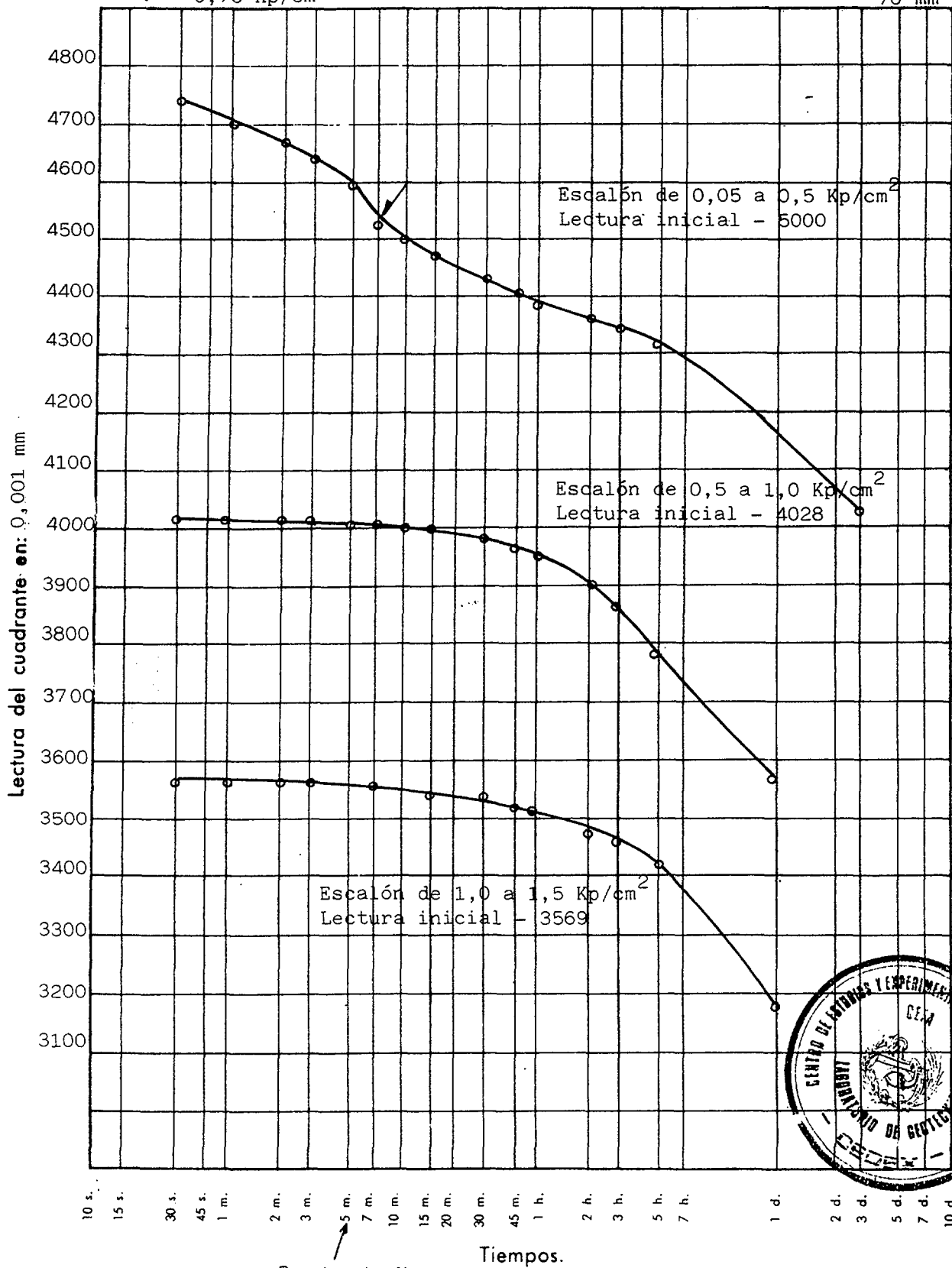
CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000

Altura del edómetro: 20 mm

Presion Fija: 0,75 Kp/cm²

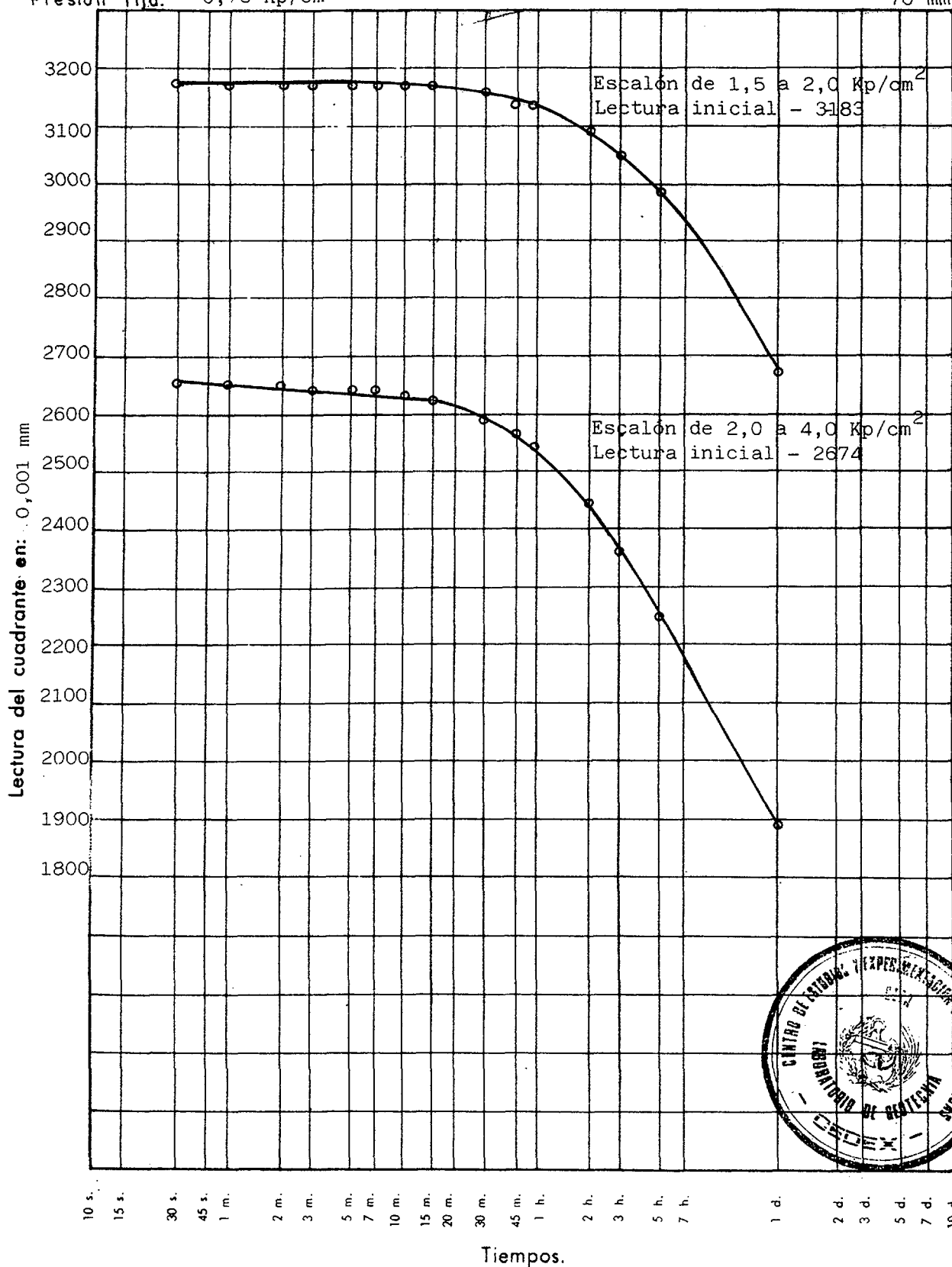
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

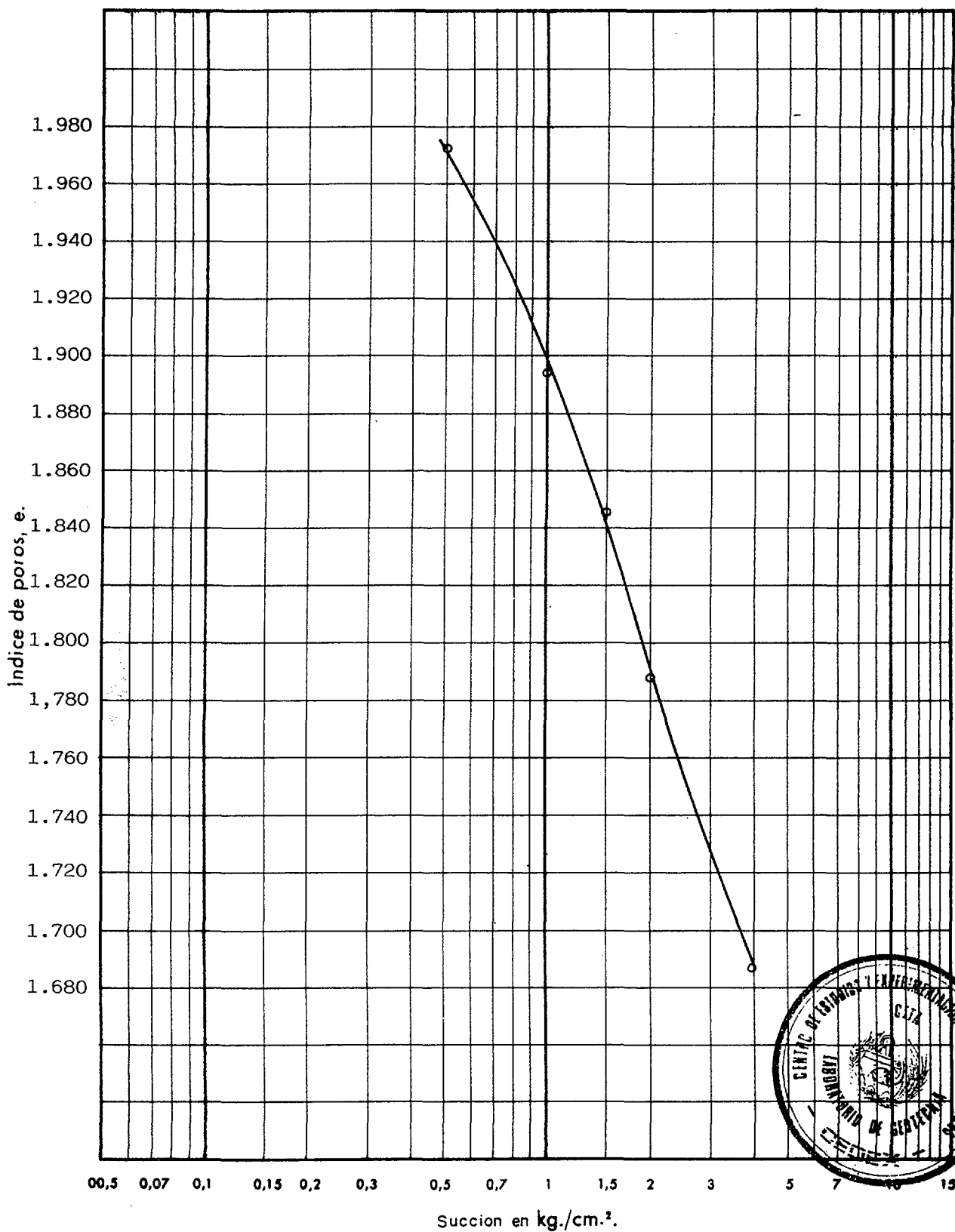
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm

Presion fija: 0,75 Kp/cm² Diametro: 70 mm

**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION**

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 0,90 Humedad inicial: 74,2 Peso específico de las partículas: 2,85
 Indice de poros inicial: 2,165 Humedad final: 45,7 Diametro muestra (cm): 7,0



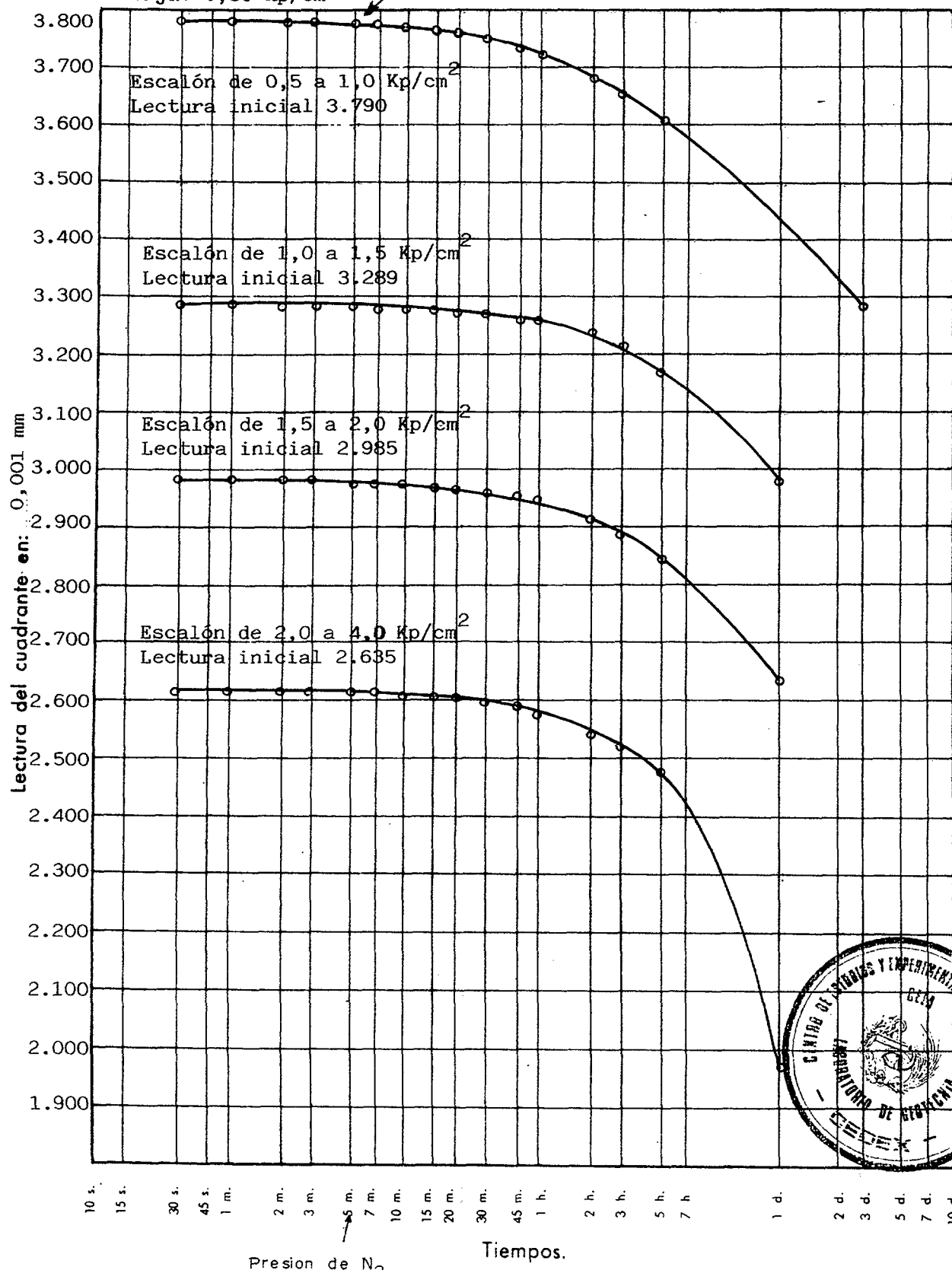
ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5.000 Altura del edómetro: 20 mm

Presión fija: 0,80 Kp/cm²

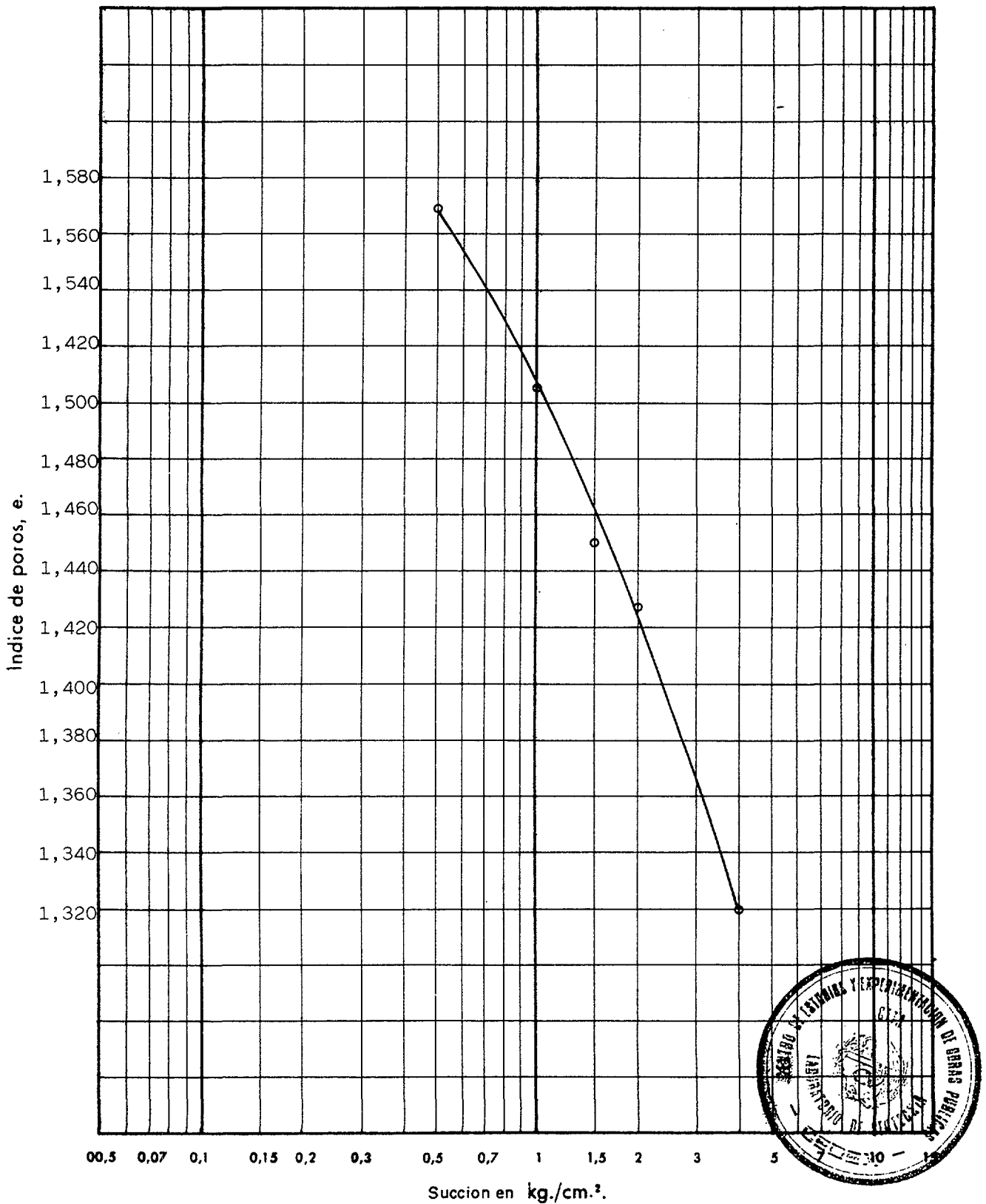
Diametro: 70 mm



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDOMETRICA**

Densidad seca inicial: 1,02..... Humedad inicial: 61,2..... Peso específico de las partículas: 2,80

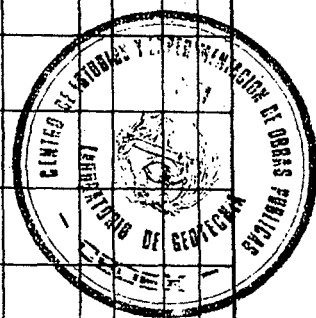
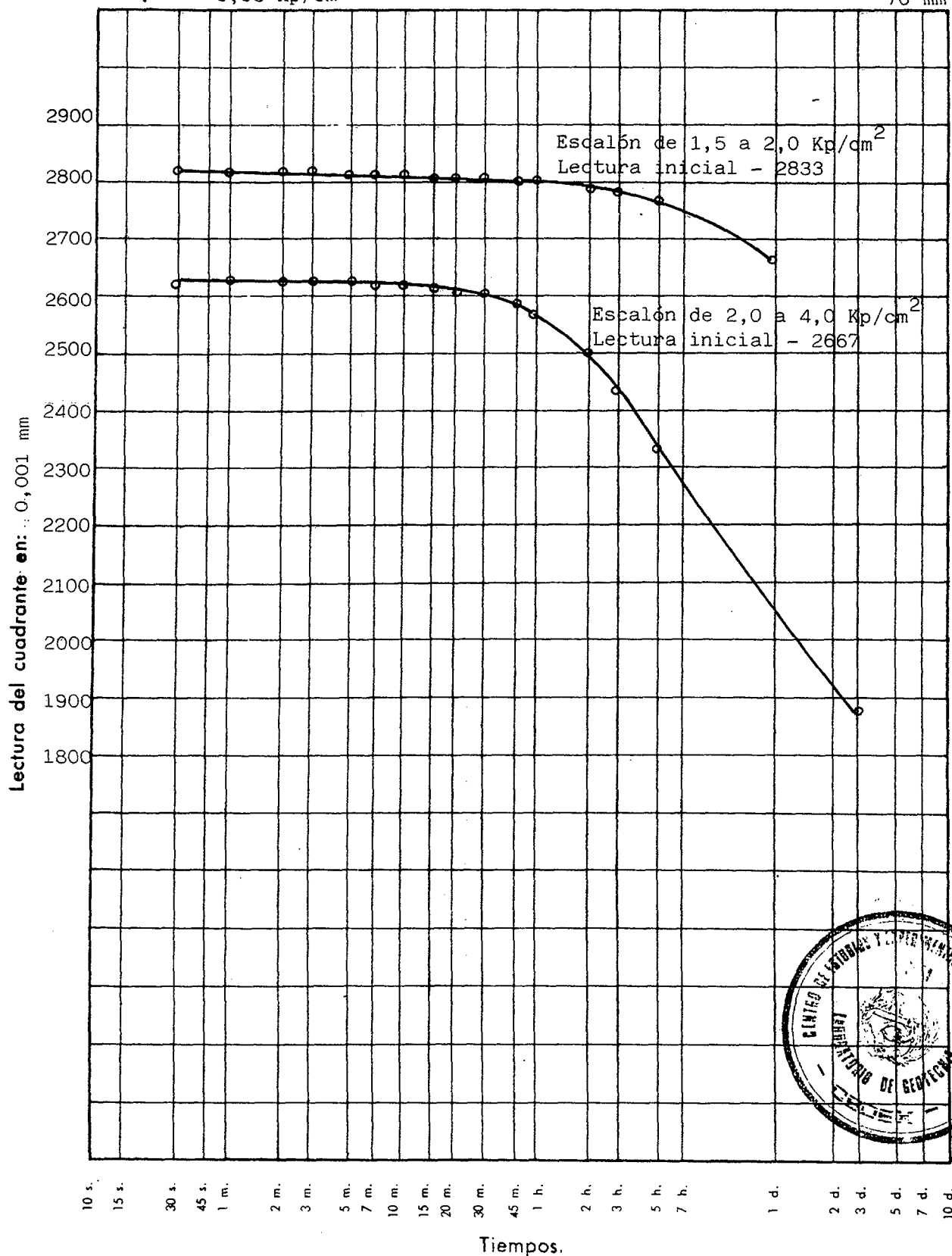
Indice de poros inicial: 1,749... Humedad final: 36,0..... Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

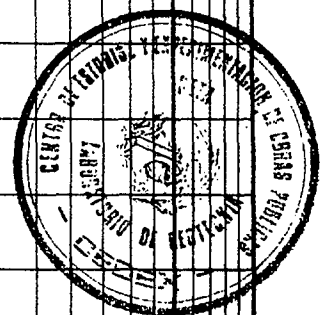
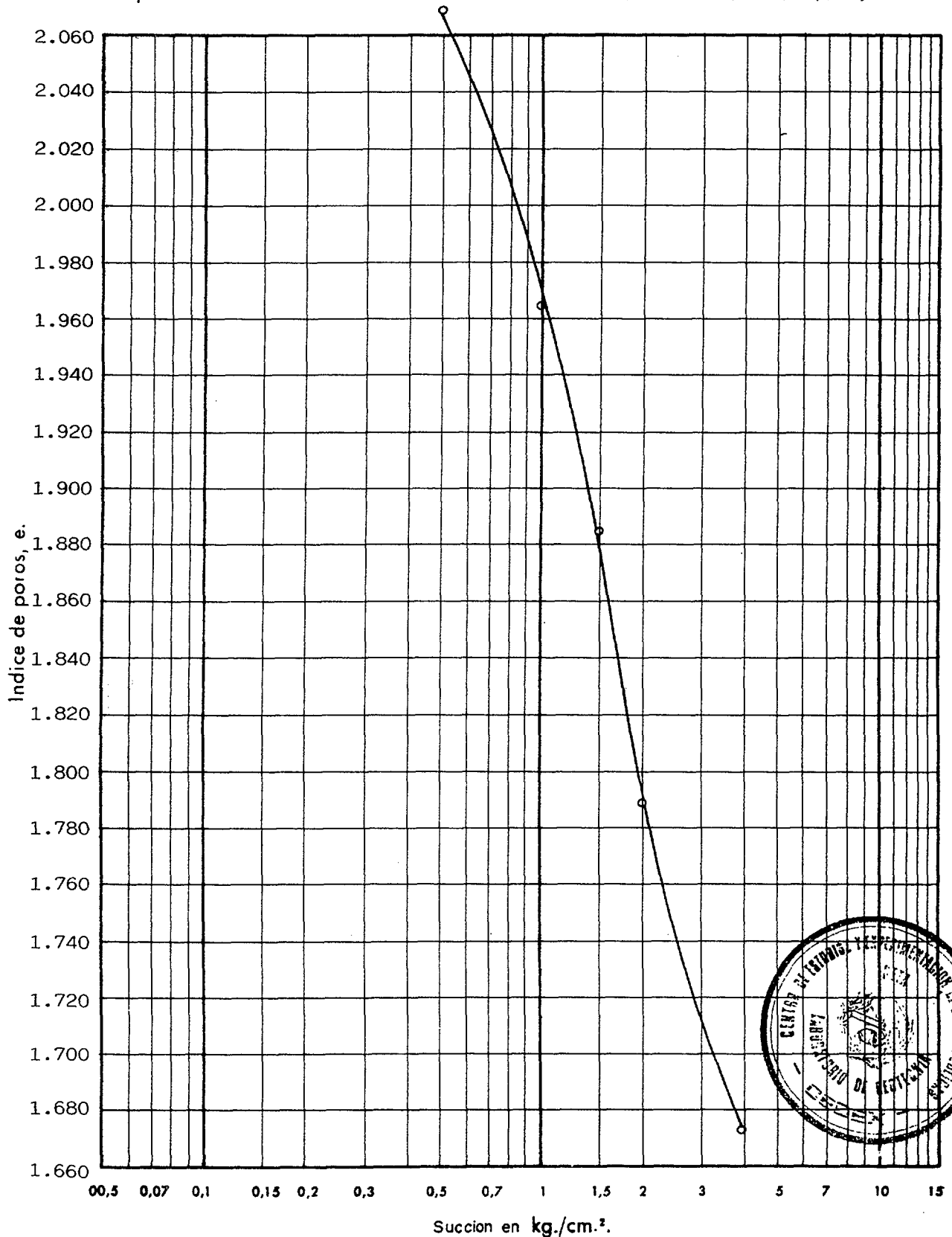
CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 0,95 Kp/cm² Diametro: 70 mm



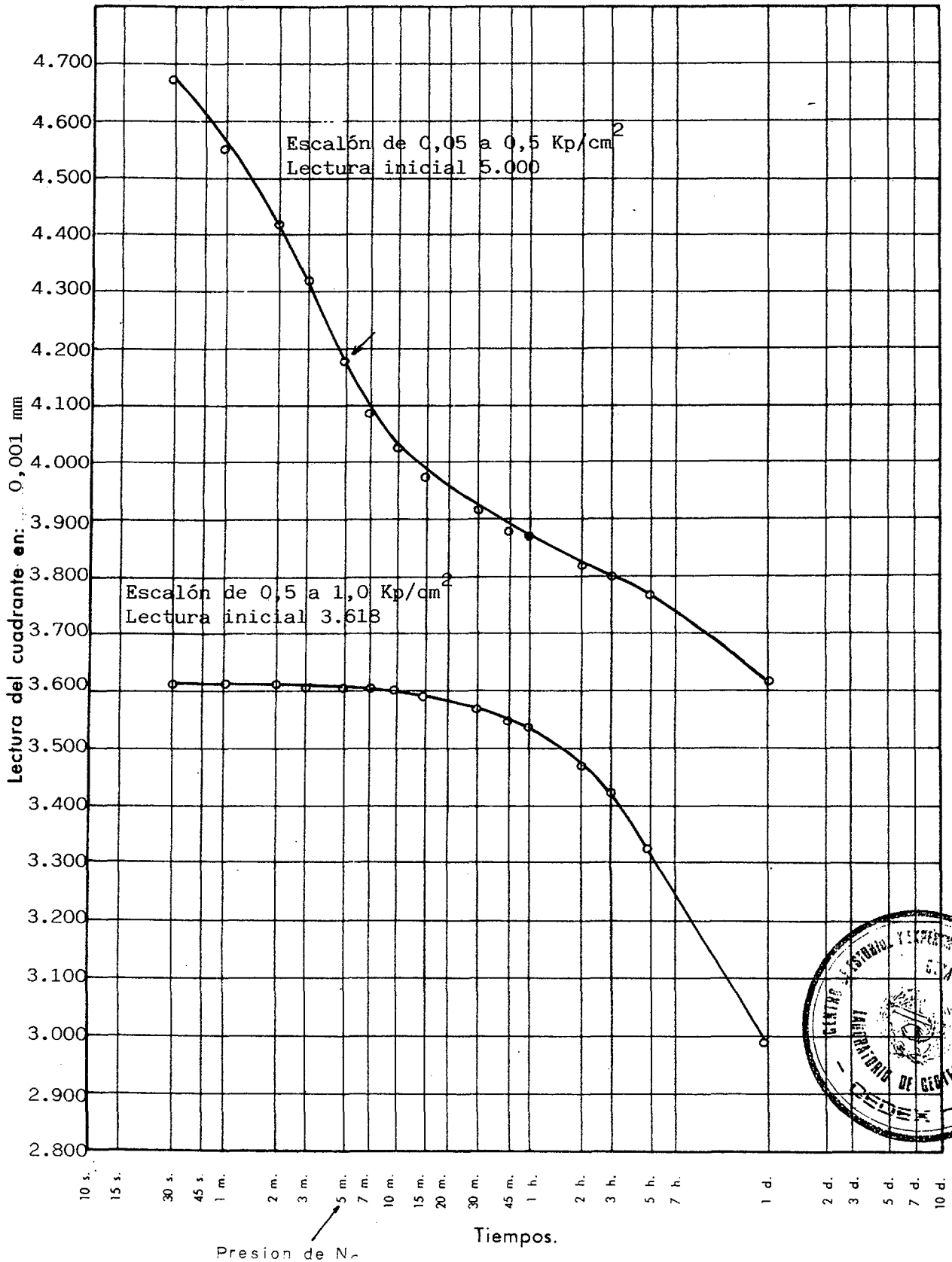
**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDOMETRICA**

Densidad seca inicial: 0,85..... Humedad inicial: 82,7..... Peso específico de las partículas: 2,80
Indice de poros inicial: 2,297..... Humedad final: 52,8..... Diametro muestra (cm): 7,0



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

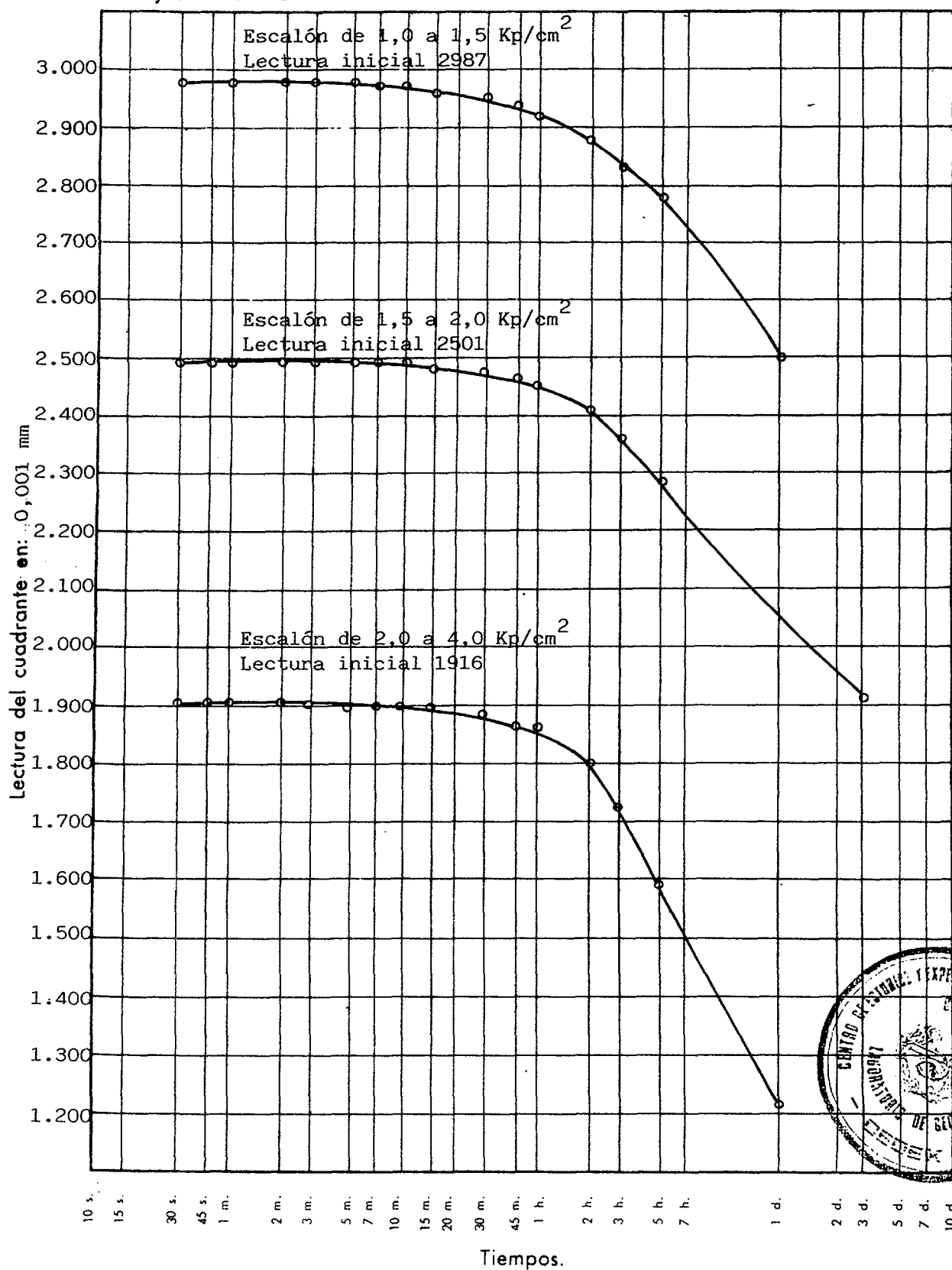
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5.000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 1,0 Kp/cm² Diametro: 70 mm



ENSAYO EDMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

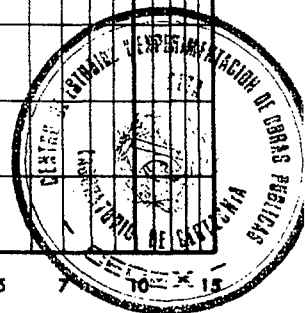
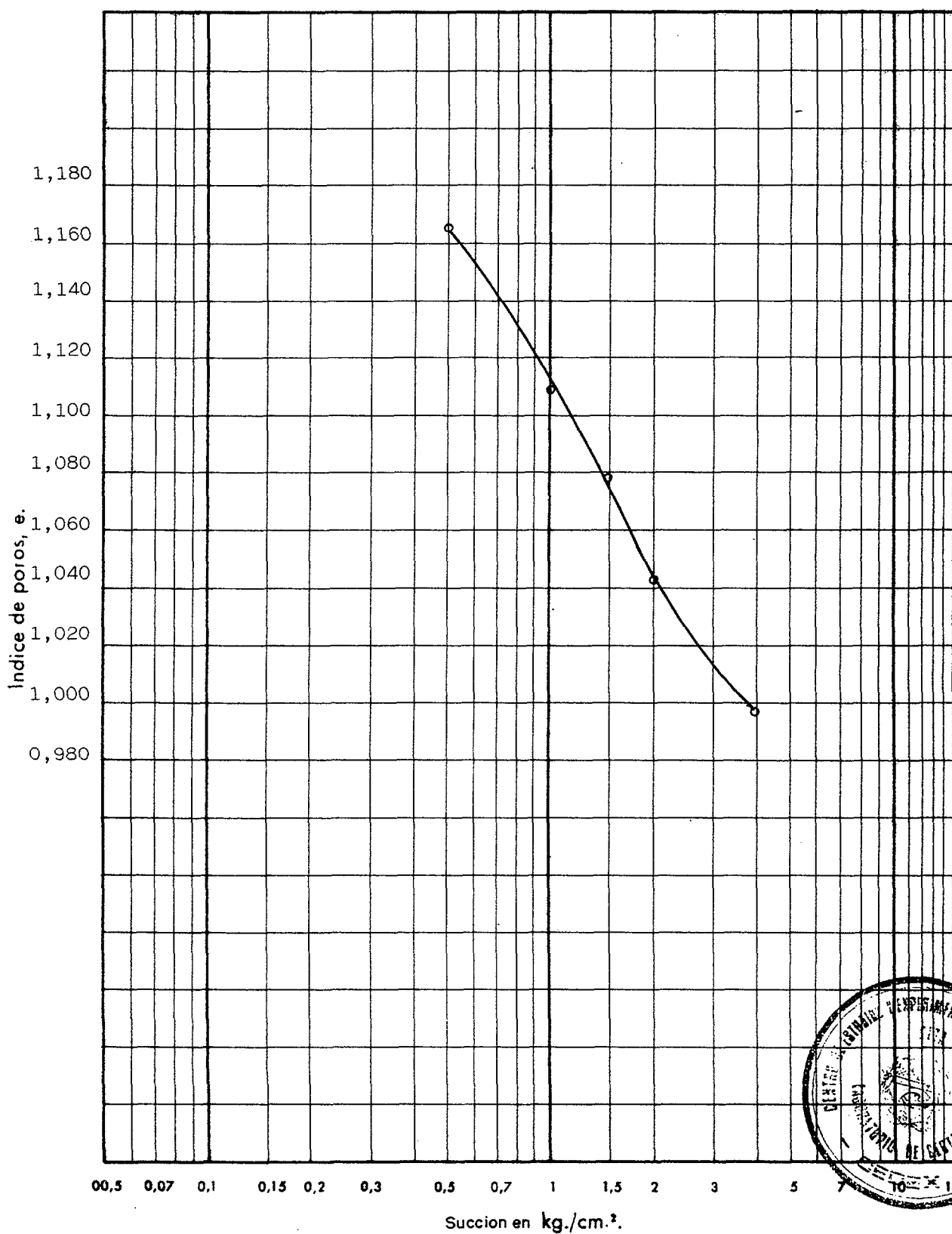
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5.000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 1,0 Kp/cm² Diametro: 70 mm



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDOMETRICA**

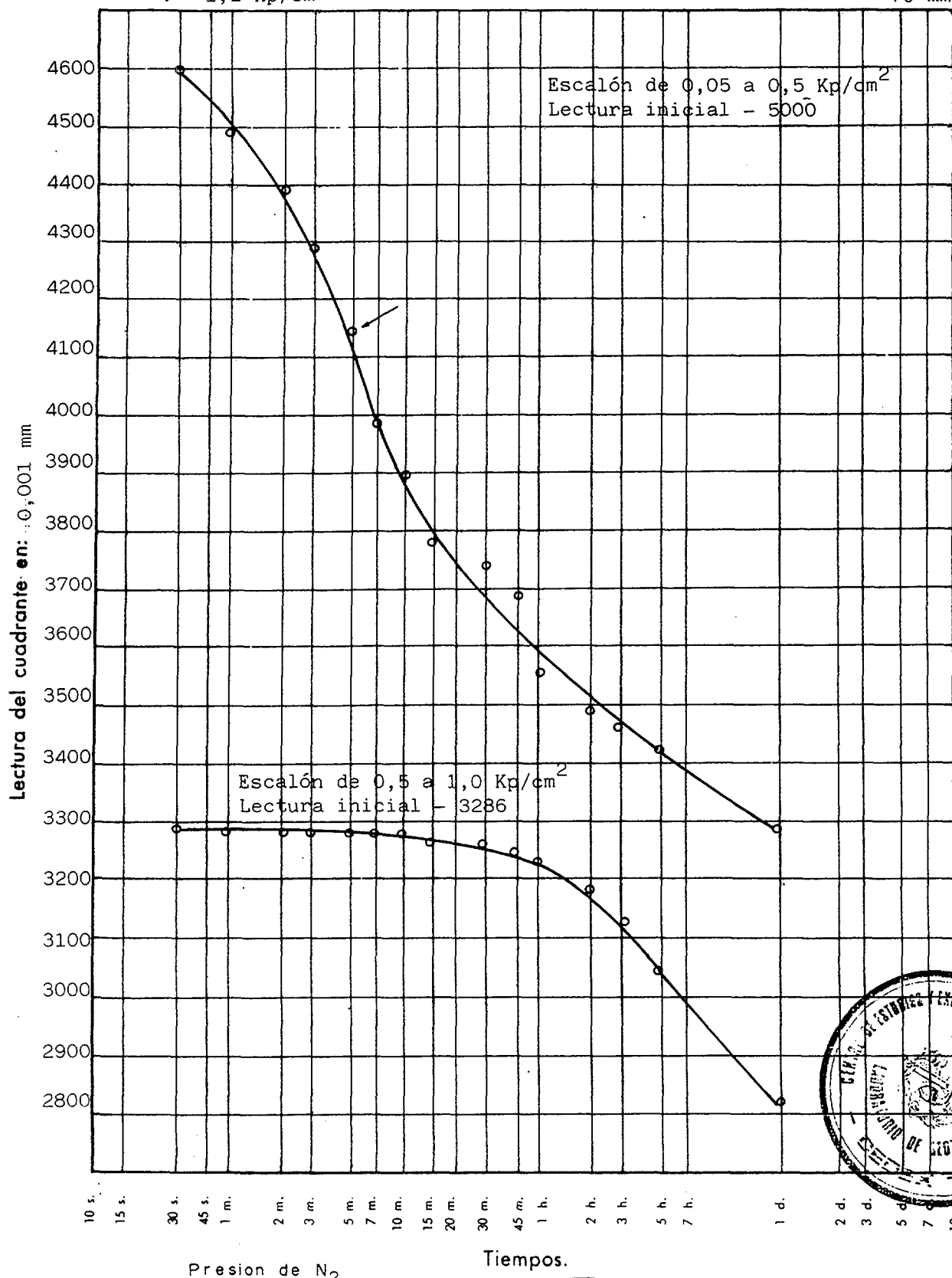
Densidad seca inicial: 1,17 Humedad inicial: 50,2 Peso específico de las partículas: 2,77

Indice de poros inicial: 1,369 Humedad final: 30,6 Diametro muestra (cm): 7,0



**ENSAYO EDMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 1,1 Kp/cm² Diametro: 70 mm



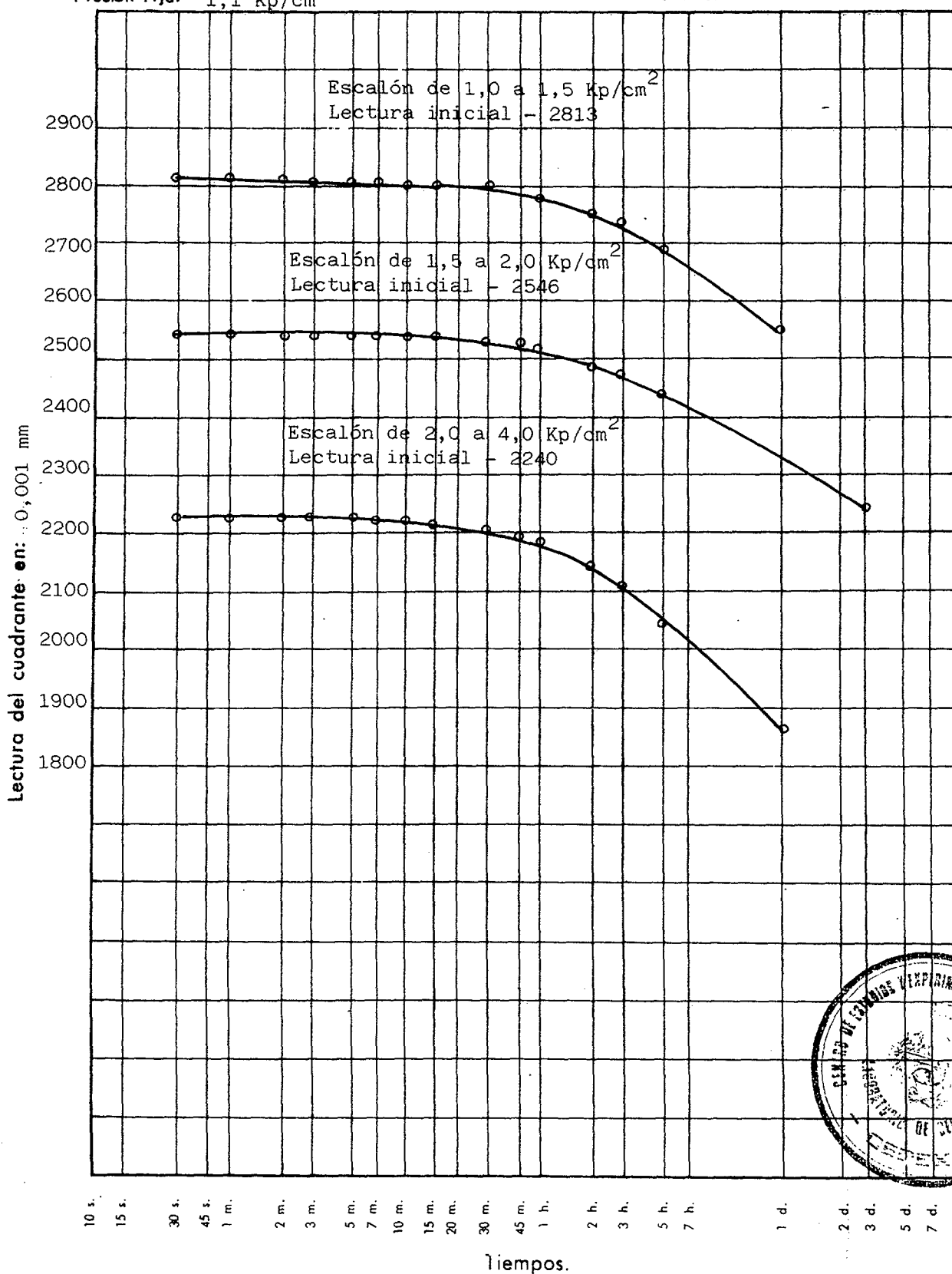
ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm

Presion fija: 1,1 Kp/cm²

Diametro: 70 mm

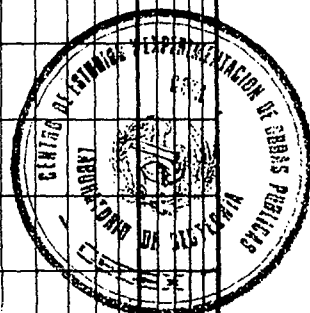
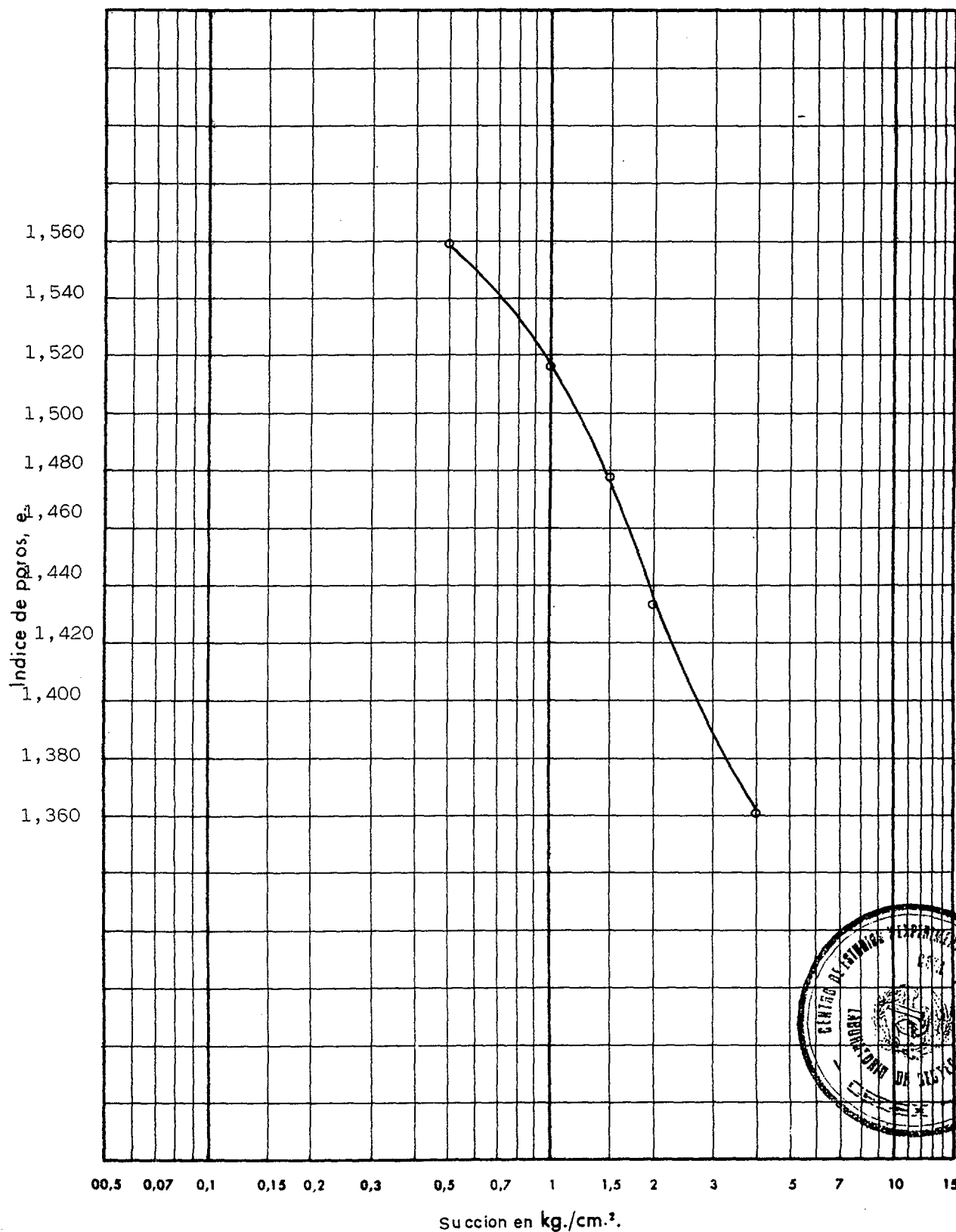


ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,03 Humedad inicial: 60,7 Peso específico de las partículas: 2,80

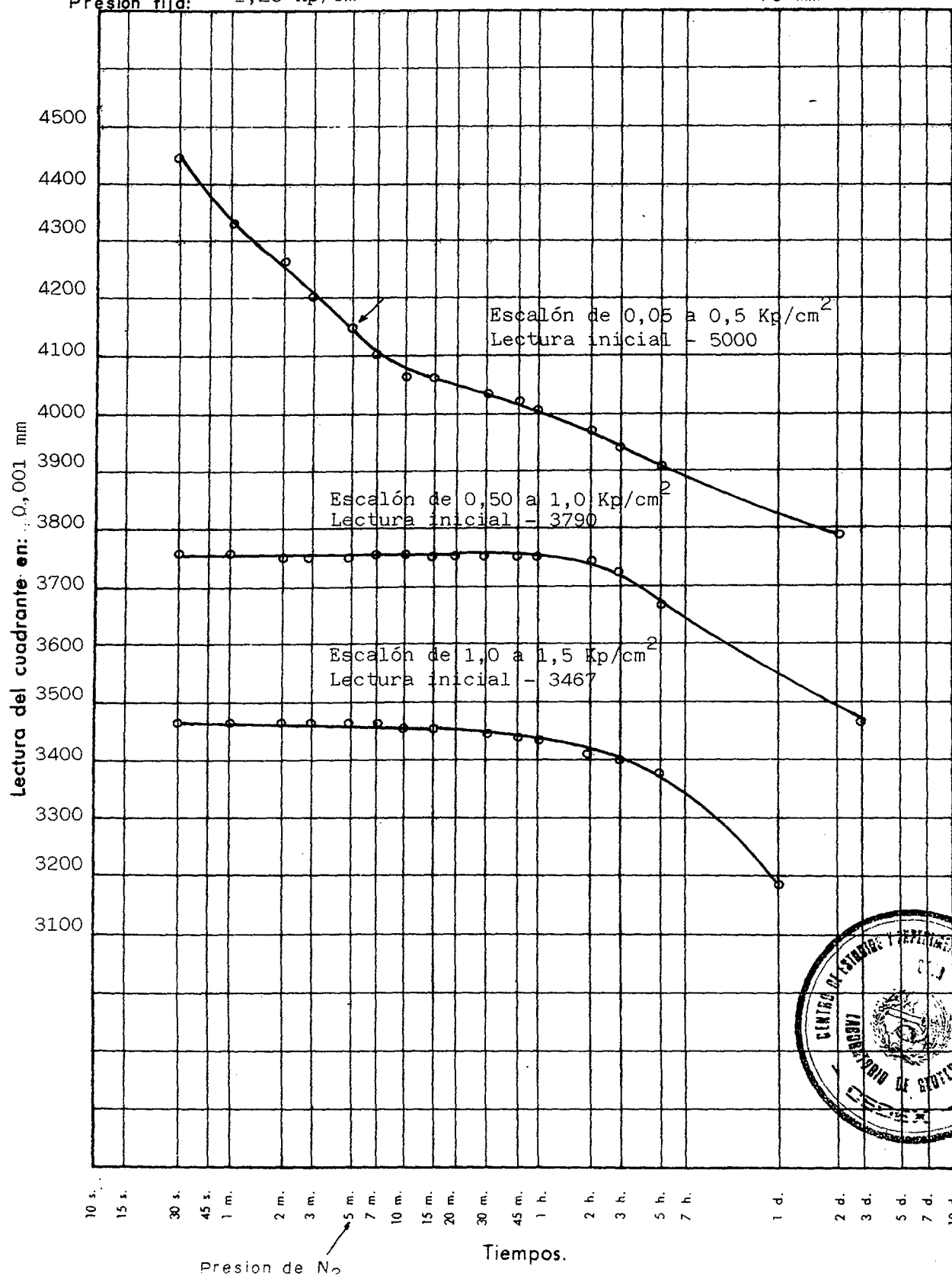
Indice de poros inicial: 1,725 Humedad final: 39,8 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

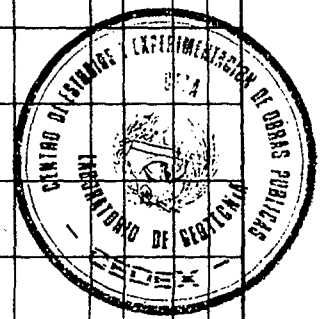
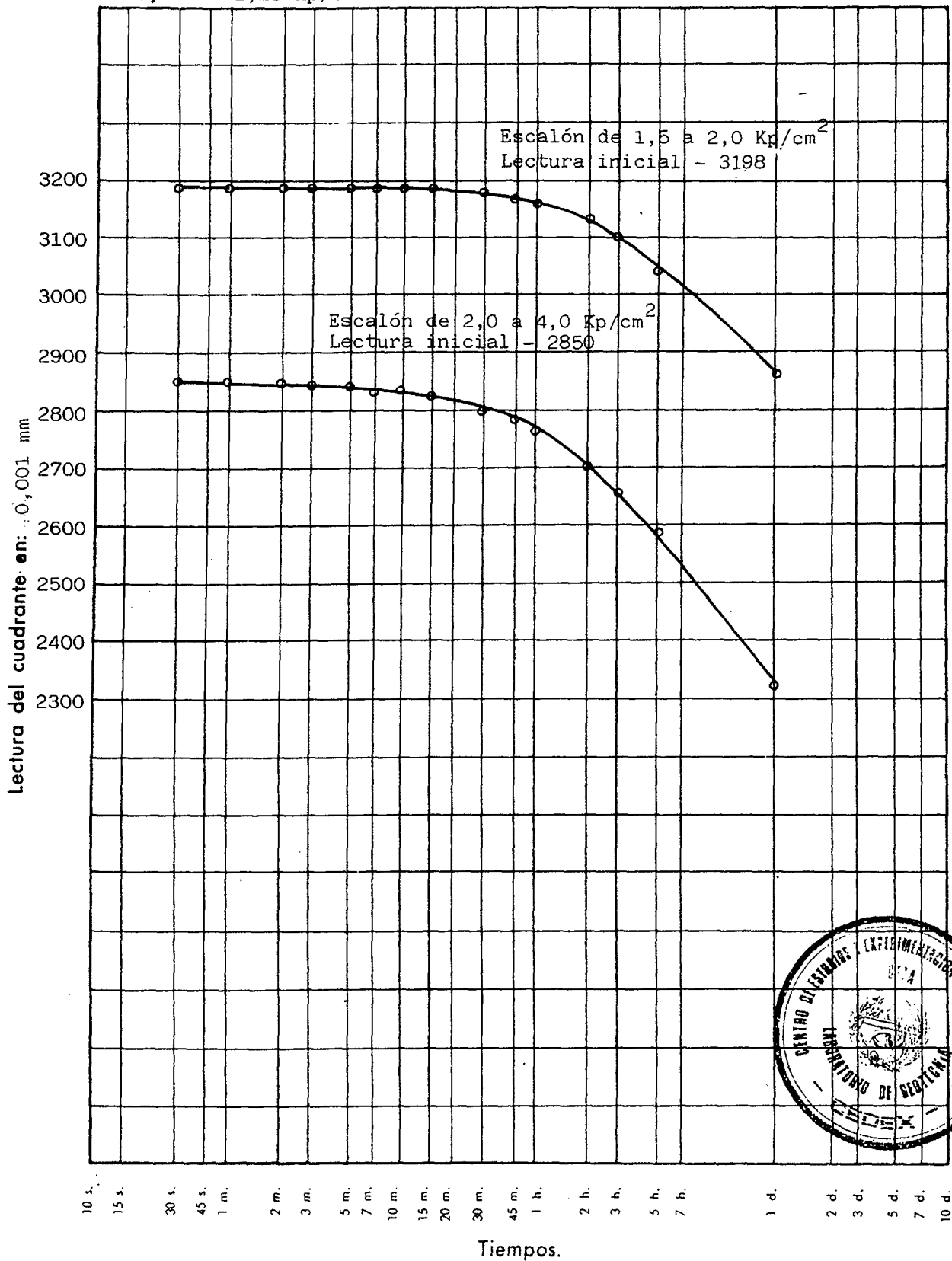
CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presión fija: 1,25 Kp/cm² Diámetro: 70 mm



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

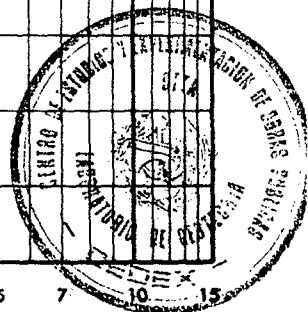
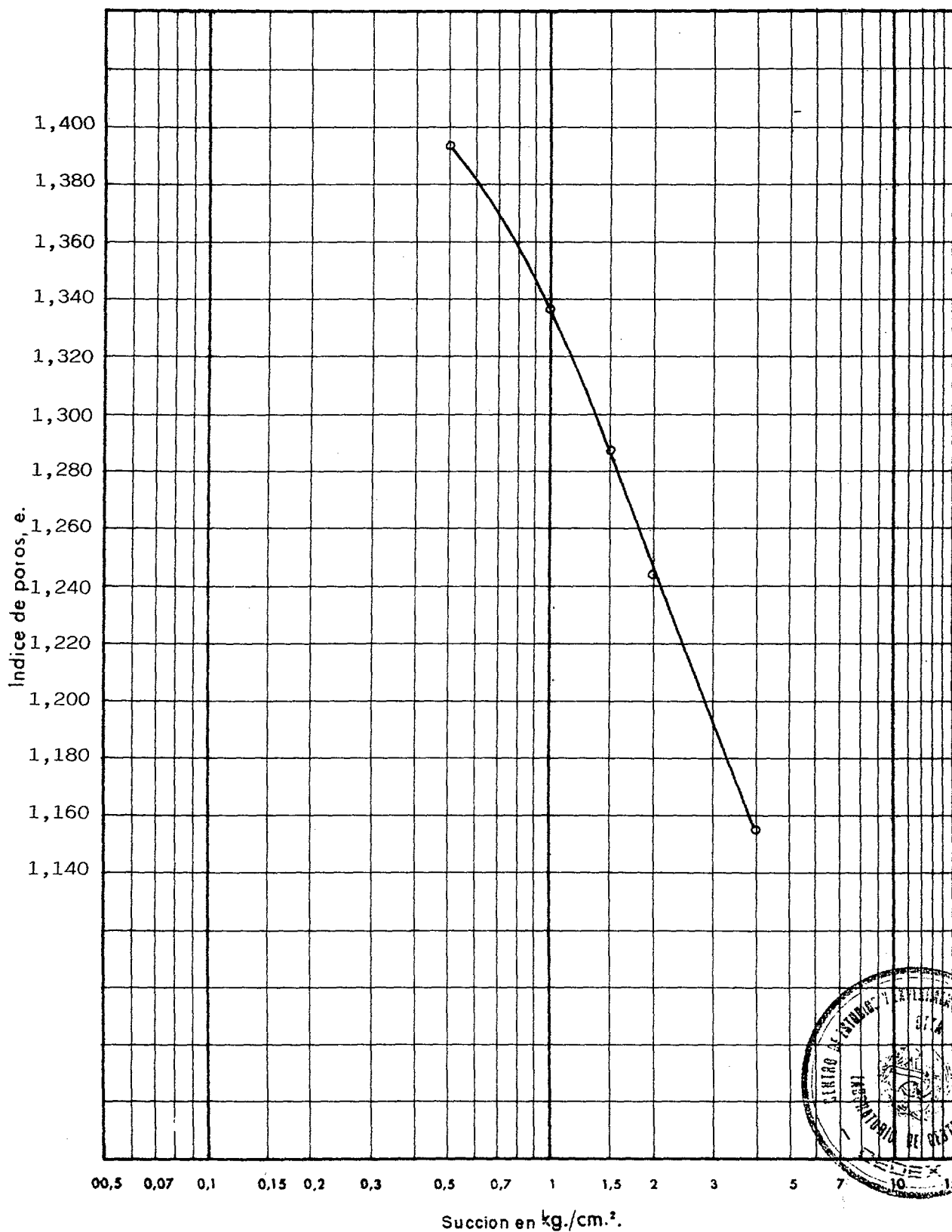
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 1,25 Kp/cm² Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVA EDOMETRICA

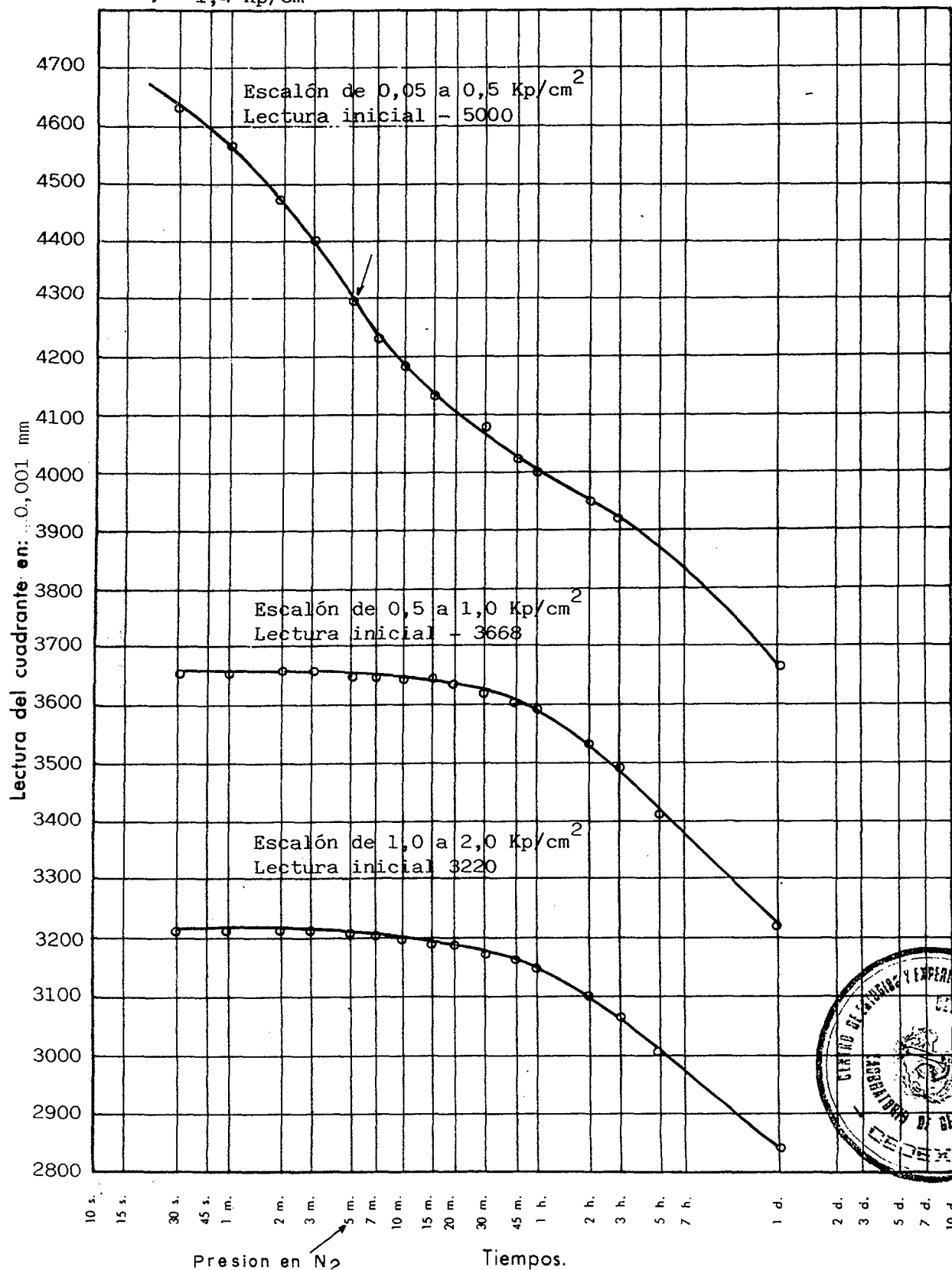
Densidad seca inicial: 1,07 Humedad inicial: 58,5 Peso específico de las partículas: 2,7
Indice de poros inicial: 1,566 Humedad final: 38,1 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

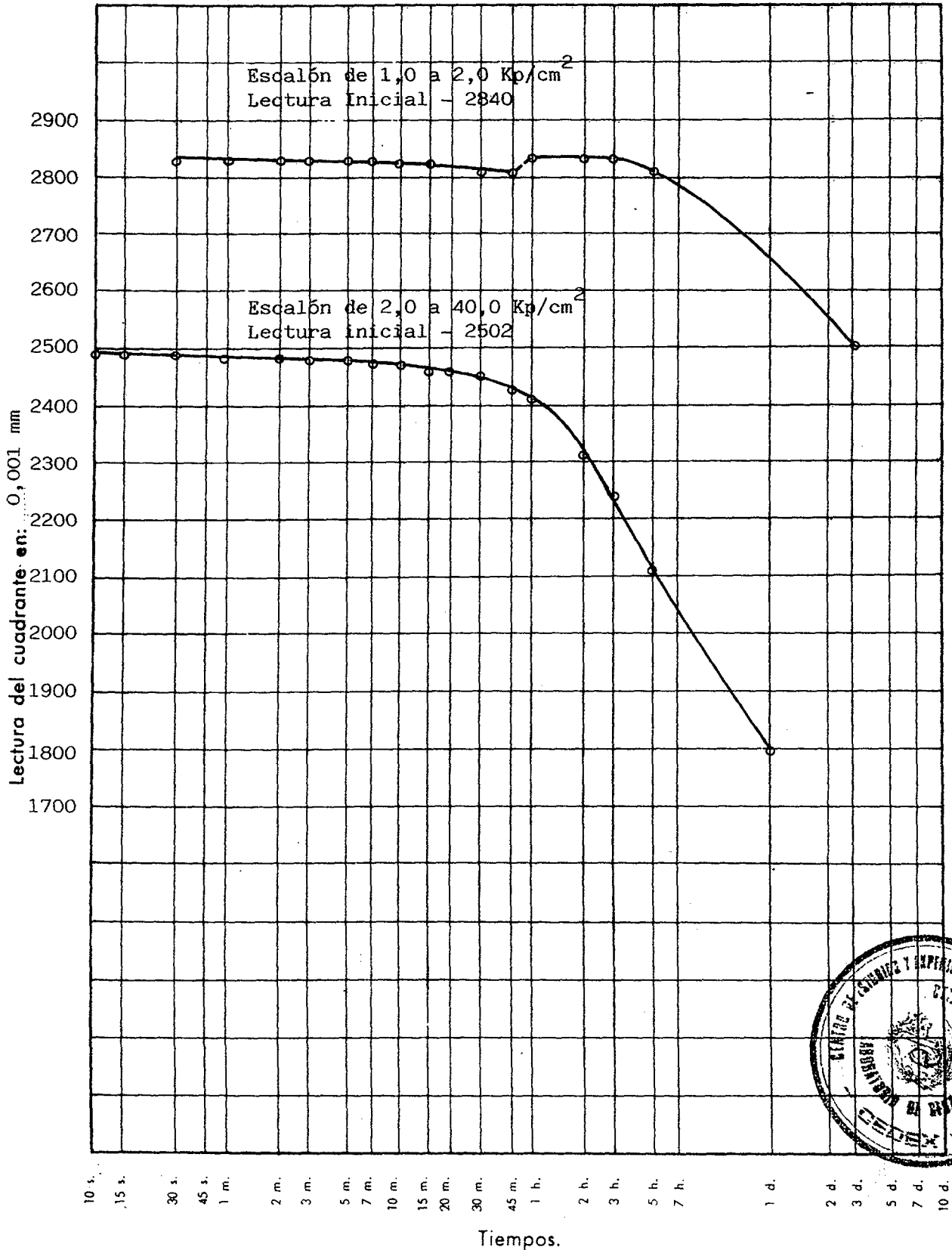
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 1,4 Kp/cm² Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION.

CURVAS DE CONSOLIDACION

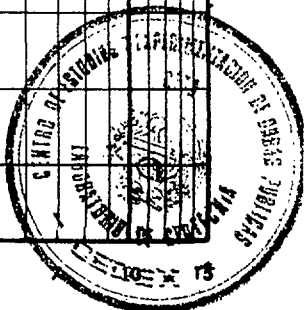
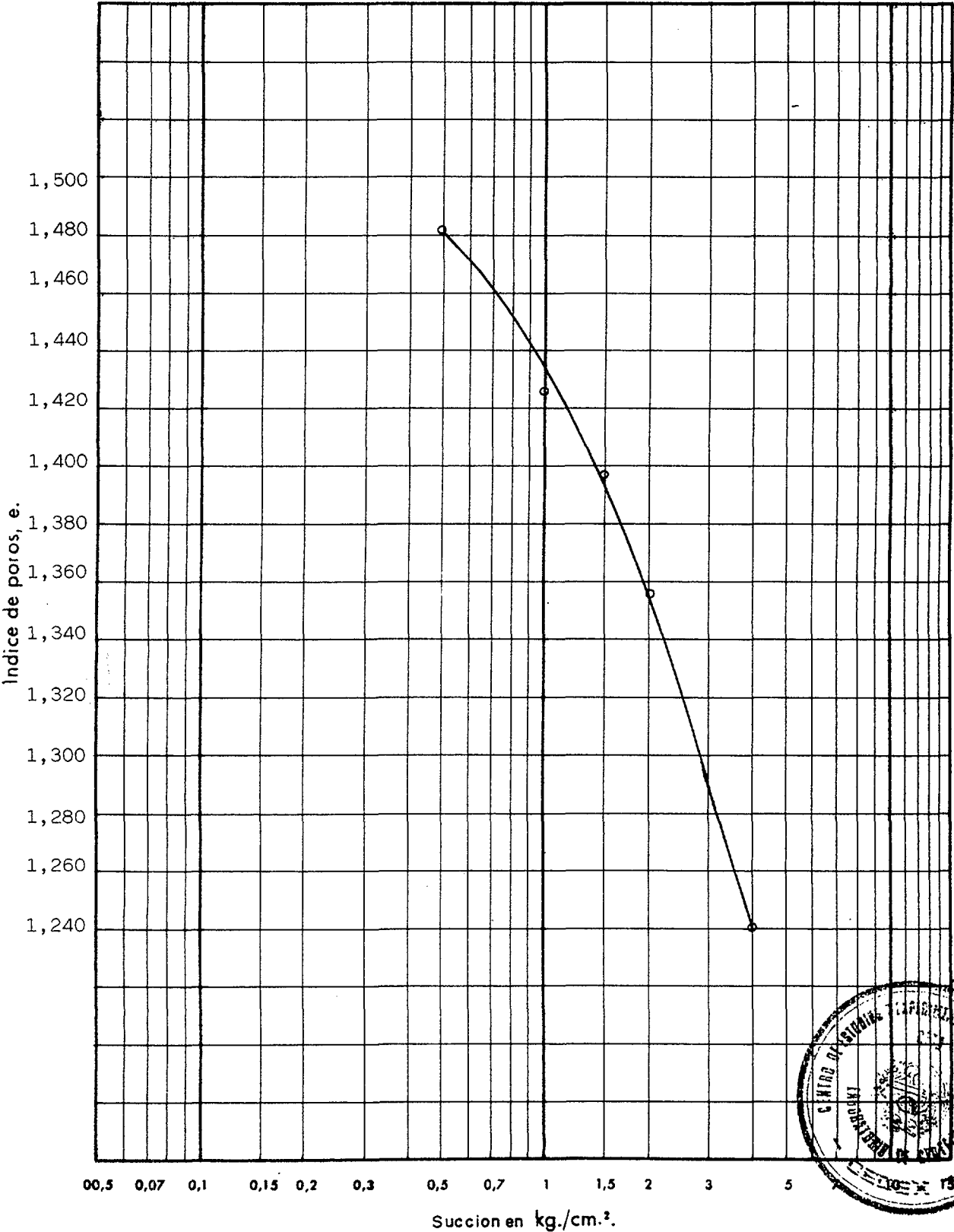
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 1,4Kp/cm² Diametro: 70 mm



ENSAYO EDMETRICO
CON SUCCION

CURVA EDMETRICA

Densidad seca inicial: 1,04 Humedad inicial: 61,1 Peso específico de las partículas: 2,82
Indice de poros inicial: 1,715 Humedad final: 44,0 Diametro muestra (cm): 7,0



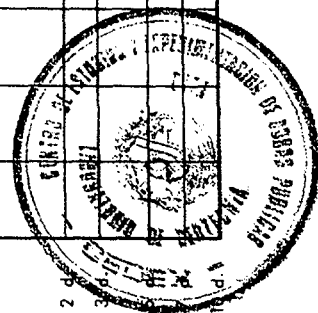
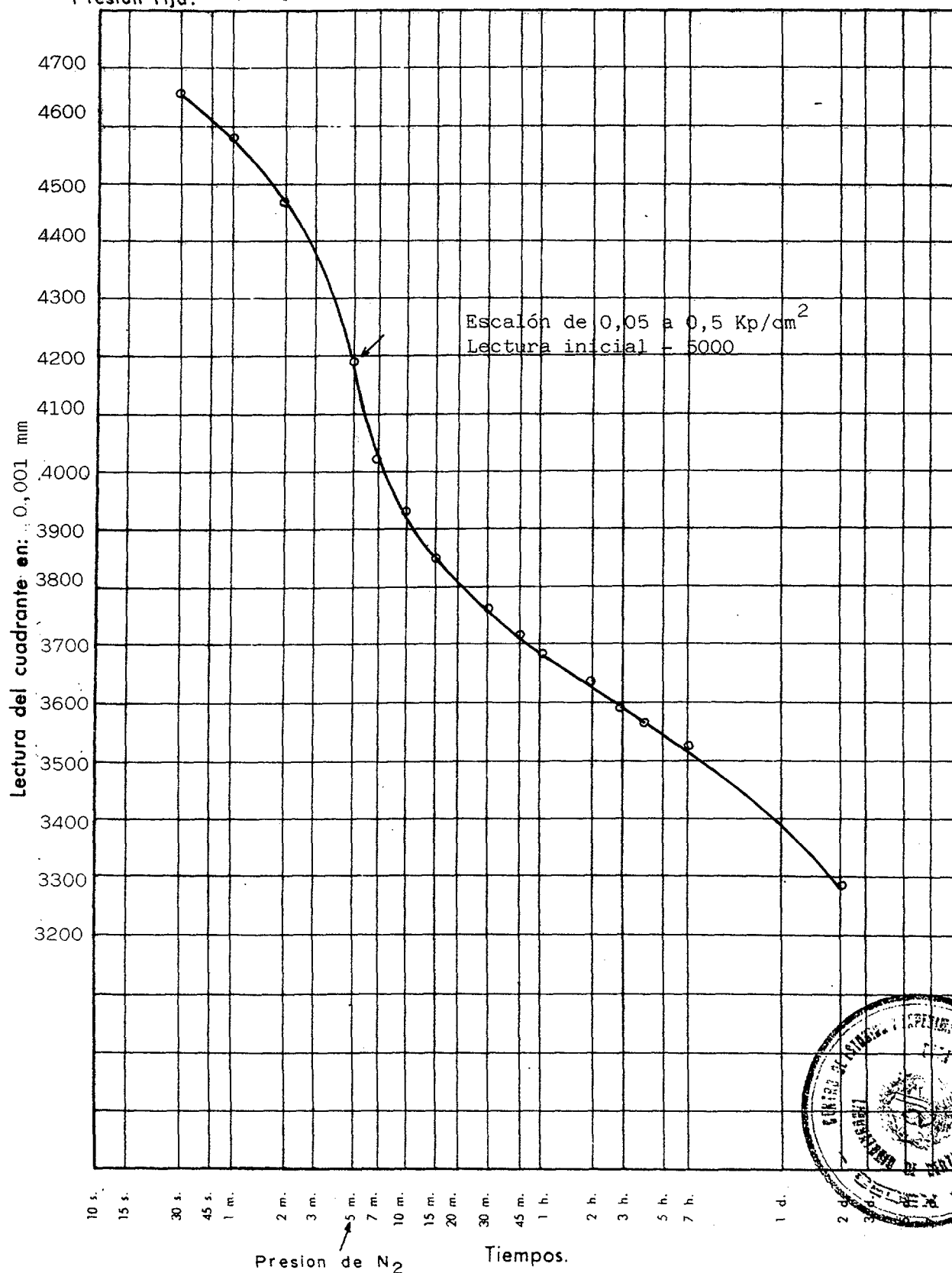
**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000

Altura del edómetro: 20 mm

Presion fija: 1,5 Kp/cm²

Diametro: 70 mm



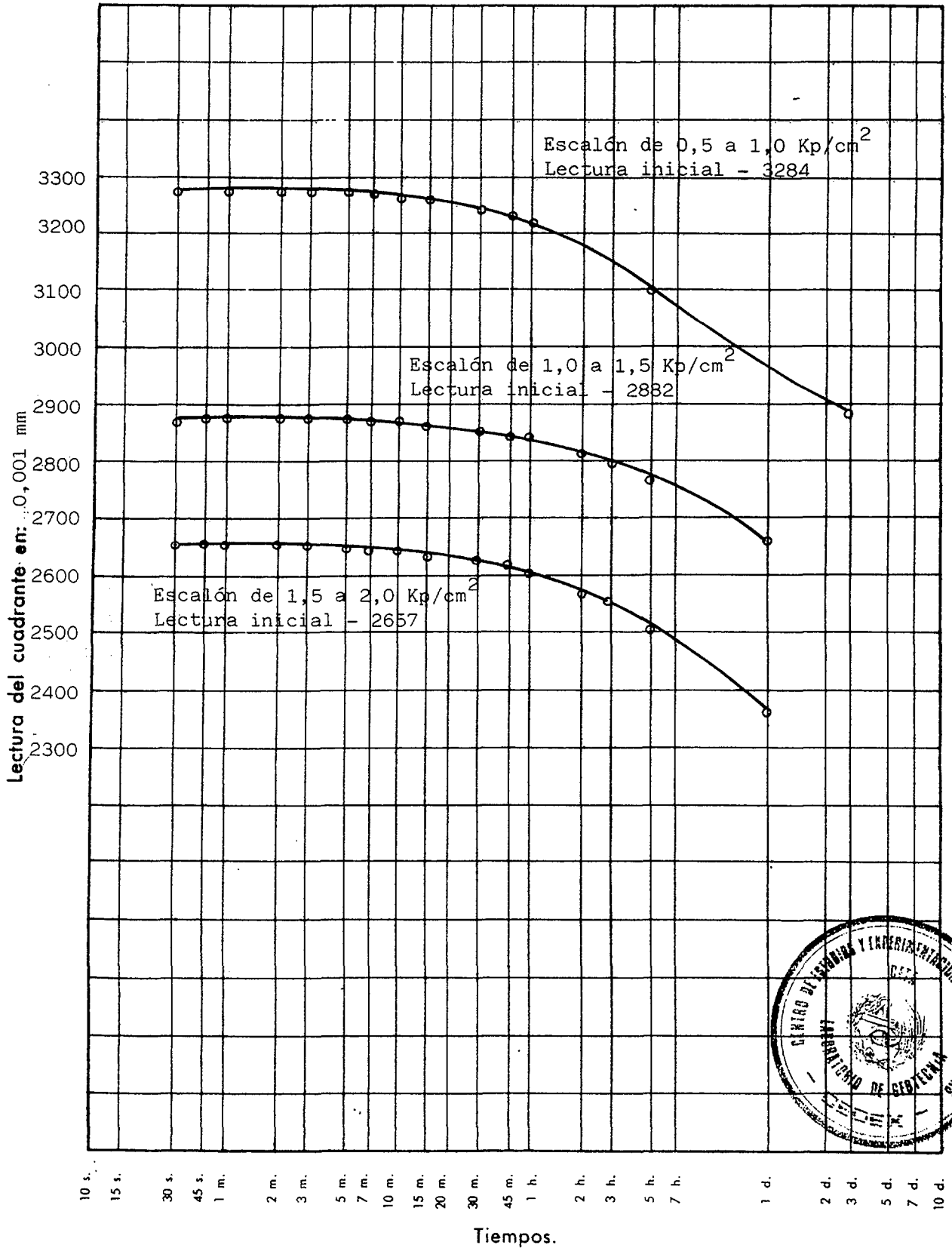
**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000

Altura del edómetro: 20 mm

Presion fija: 1,5 Kp/cm²

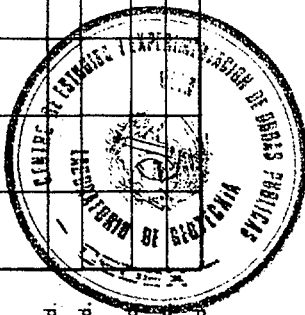
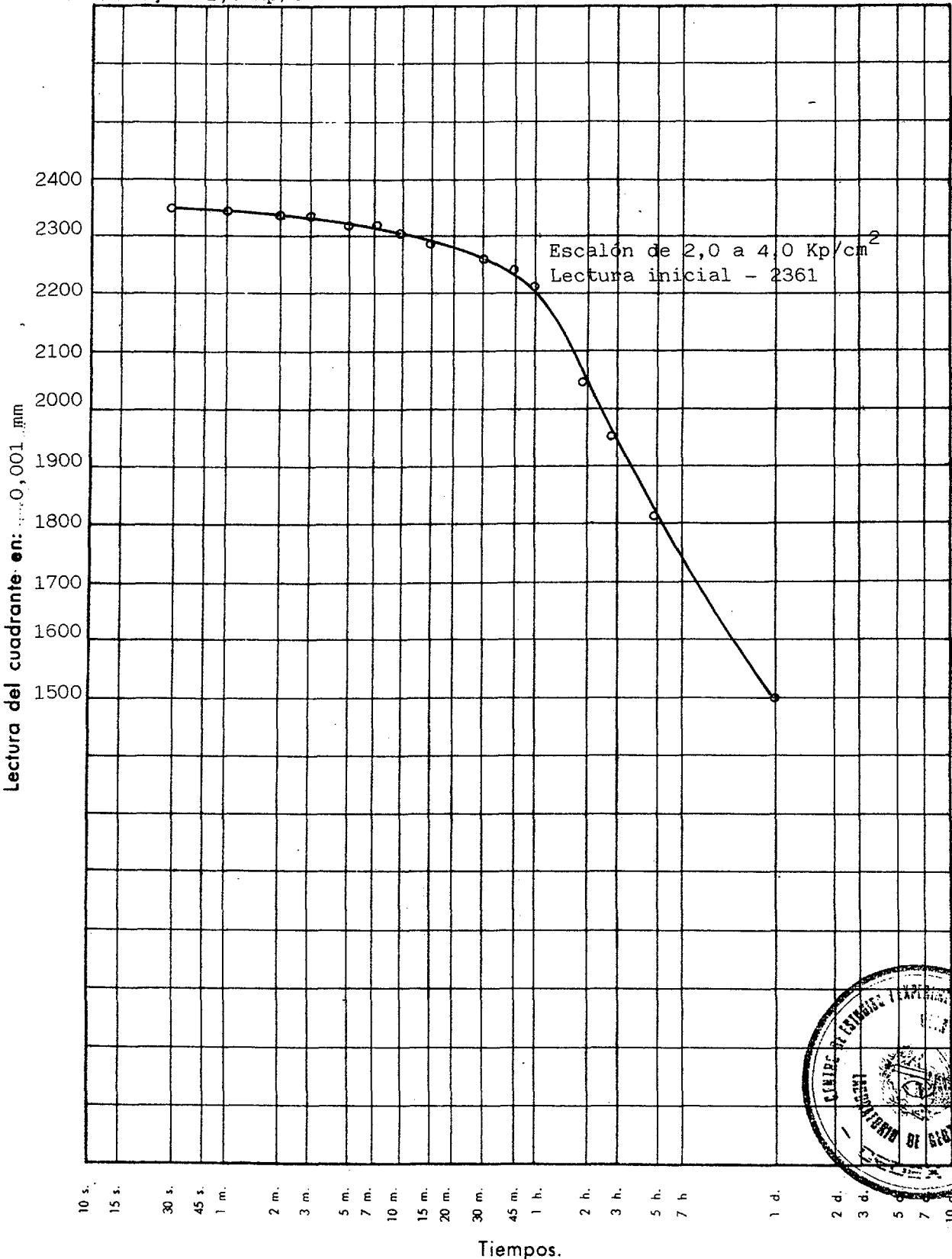
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

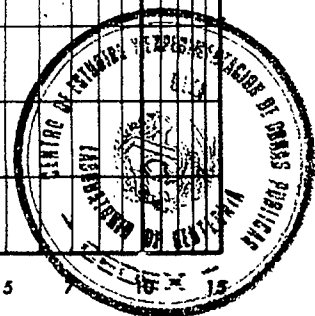
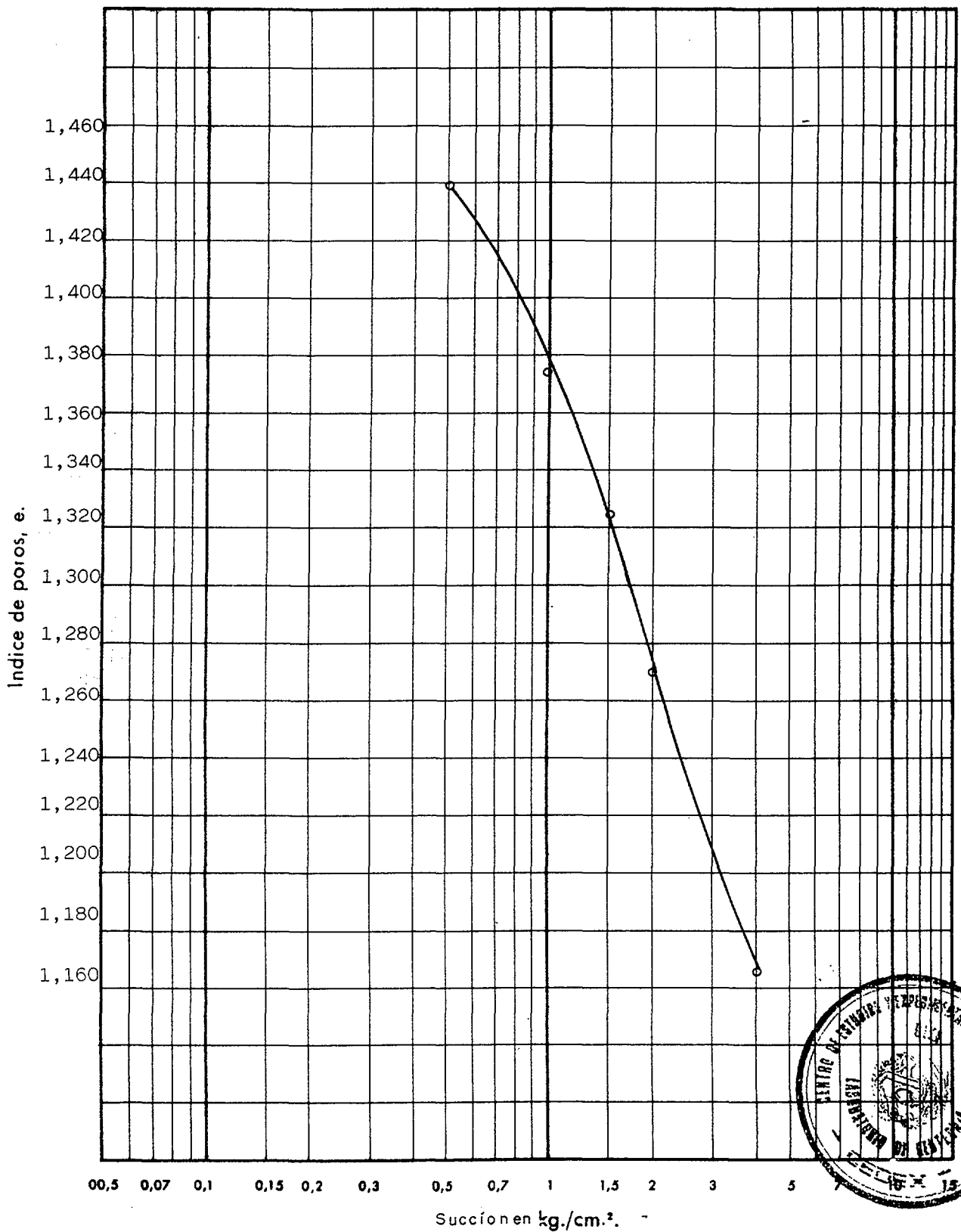
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 1,5 Kp/cm² Diametro: 70 mm



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDOMETRICA**

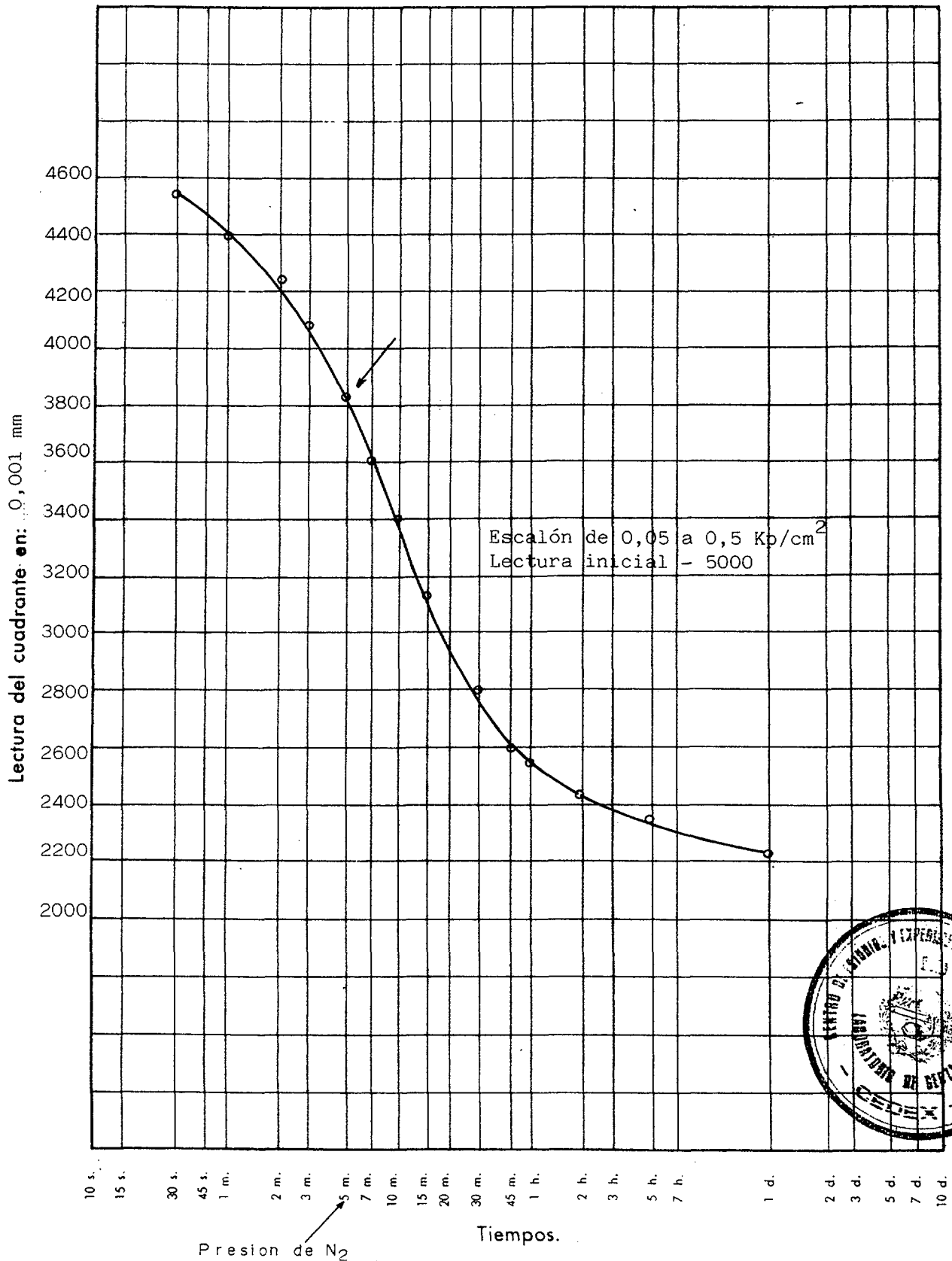
Densidad seca inicial: 0,98..... Humedad inicial: 68,1..... Peso específico de las partículas: 2,77

Indice de poros inicial: 1,834... Humedad final: 42,2..... Diametro muestra (cm): 7,0



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

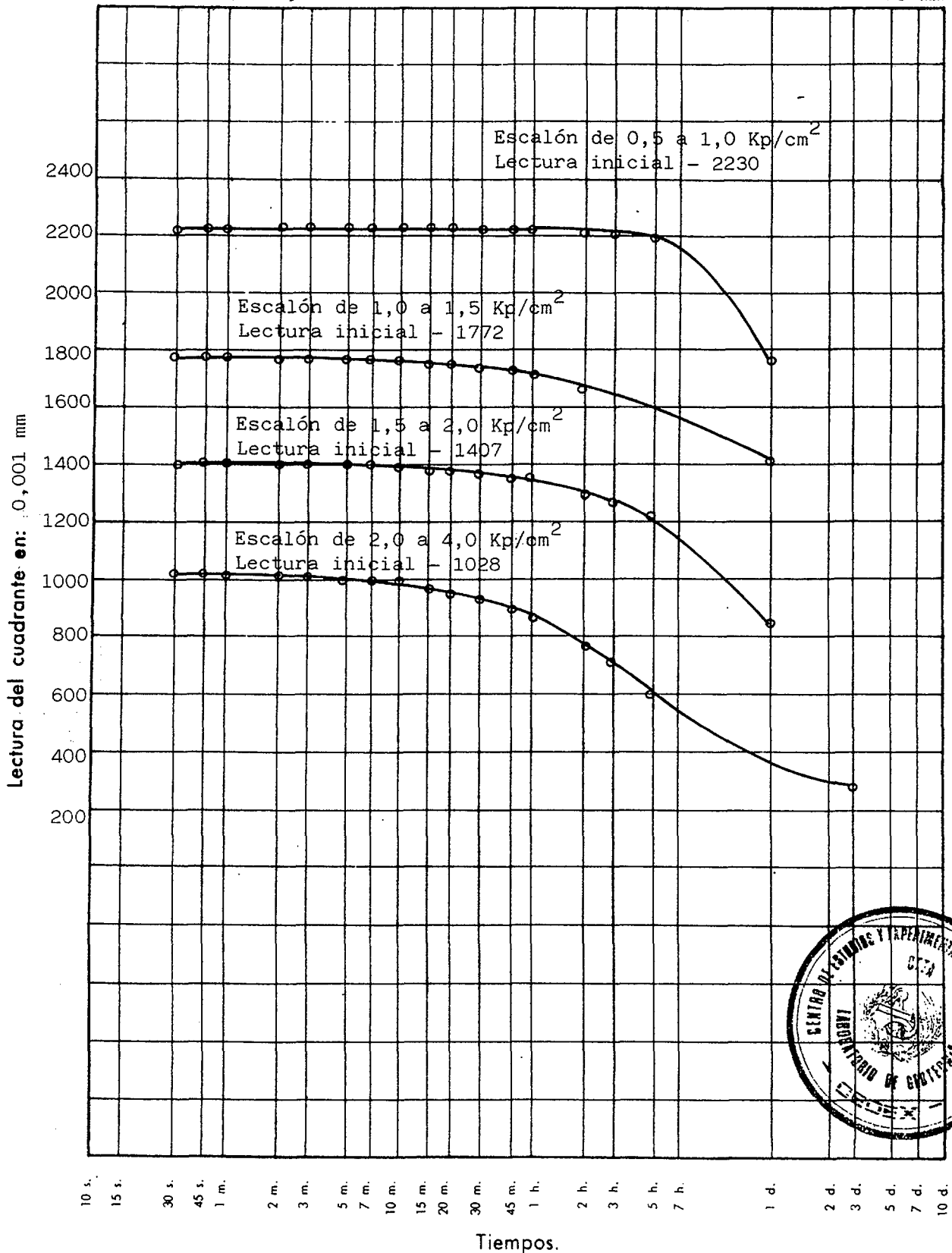
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 1,55 Kp/cm² Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

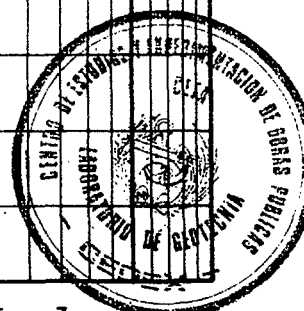
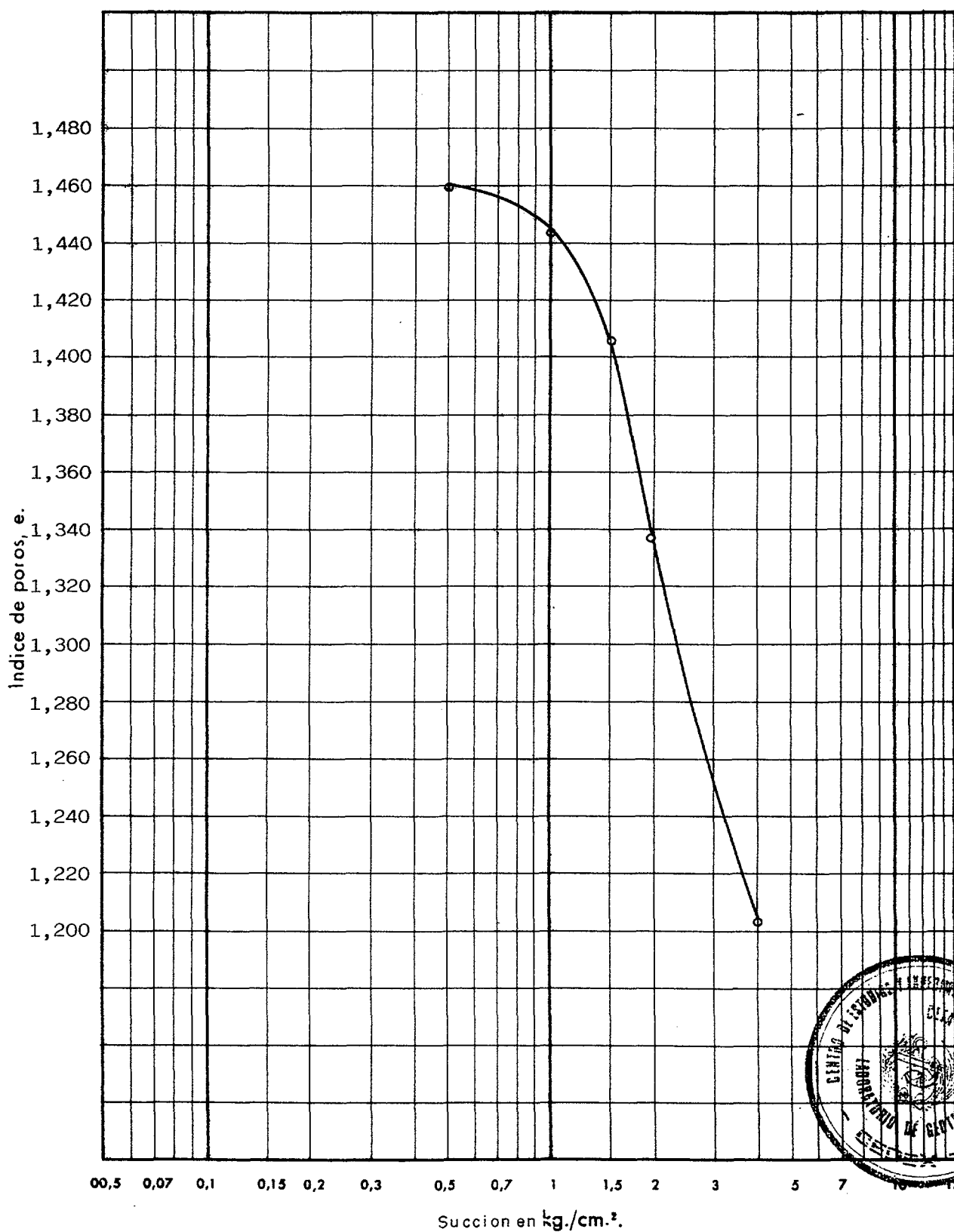
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000 Altura del edómetro: 20 mm
Presión fija: 1,55 Kp/cm² Diámetro: 70 mm



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDOMETRICA**

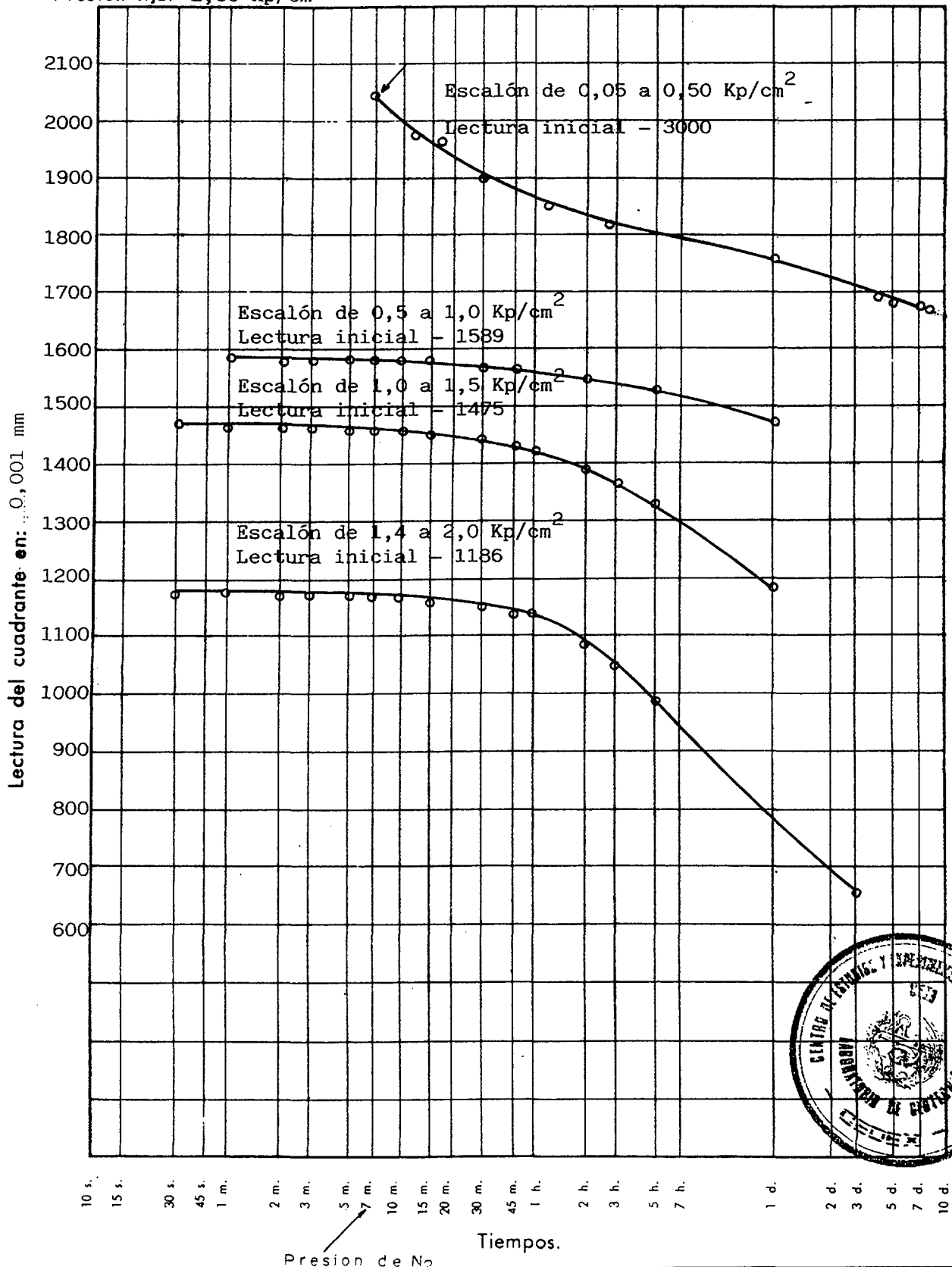
Densidad seca inicial: 1,06 Humedad inicial: 58,8 Peso específico de las partículas: 2,80

Indice de poros inicial: 1,646 Humedad final: 34,0 Diametro muestra (cm): 7,0



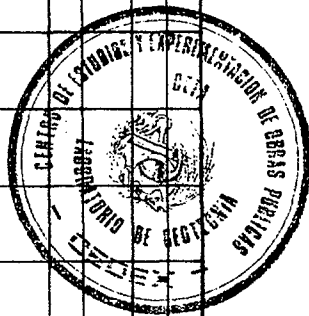
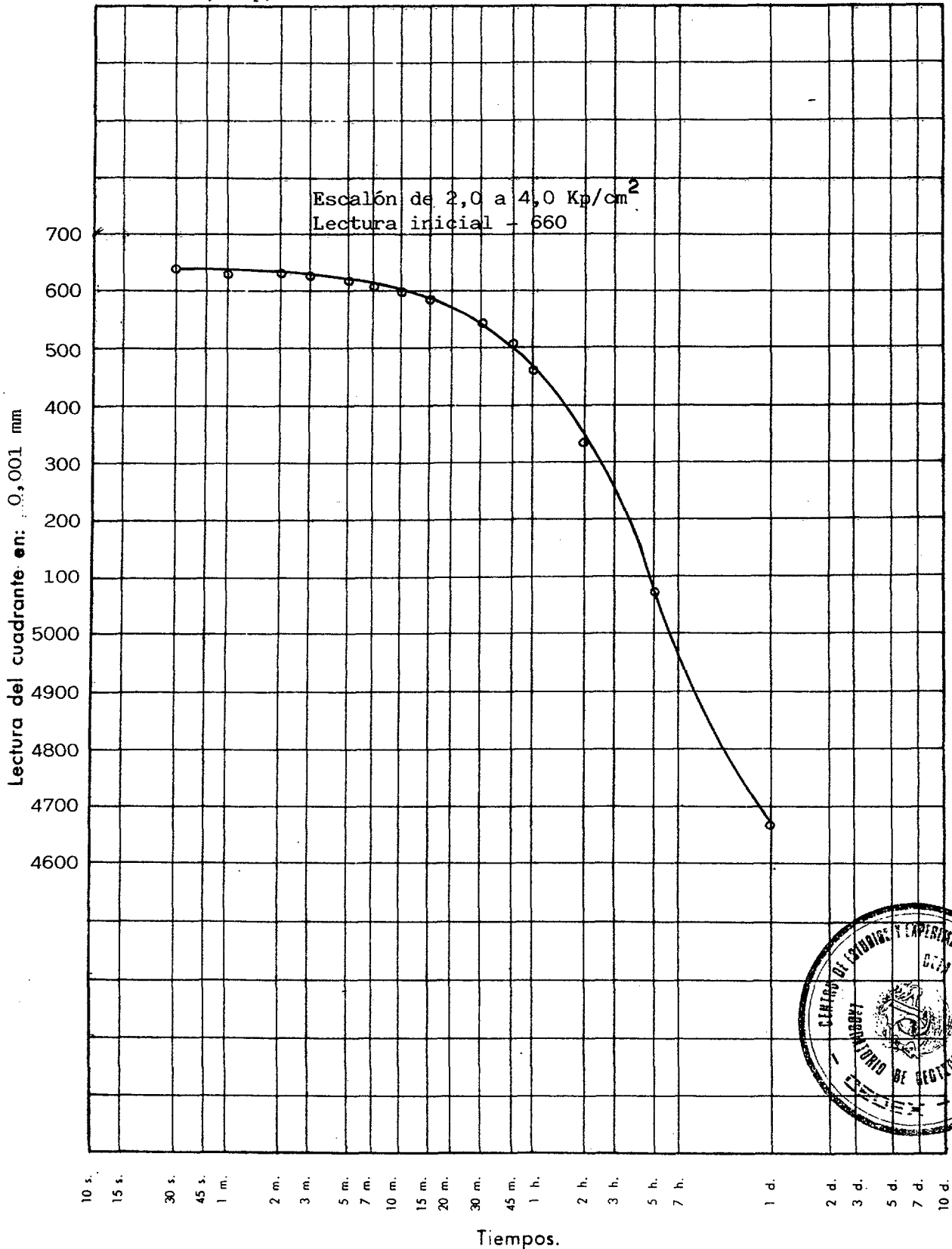
**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 3.000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 2,50 Kp/cm² Diametro: 70 mm



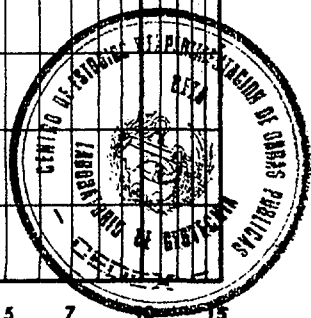
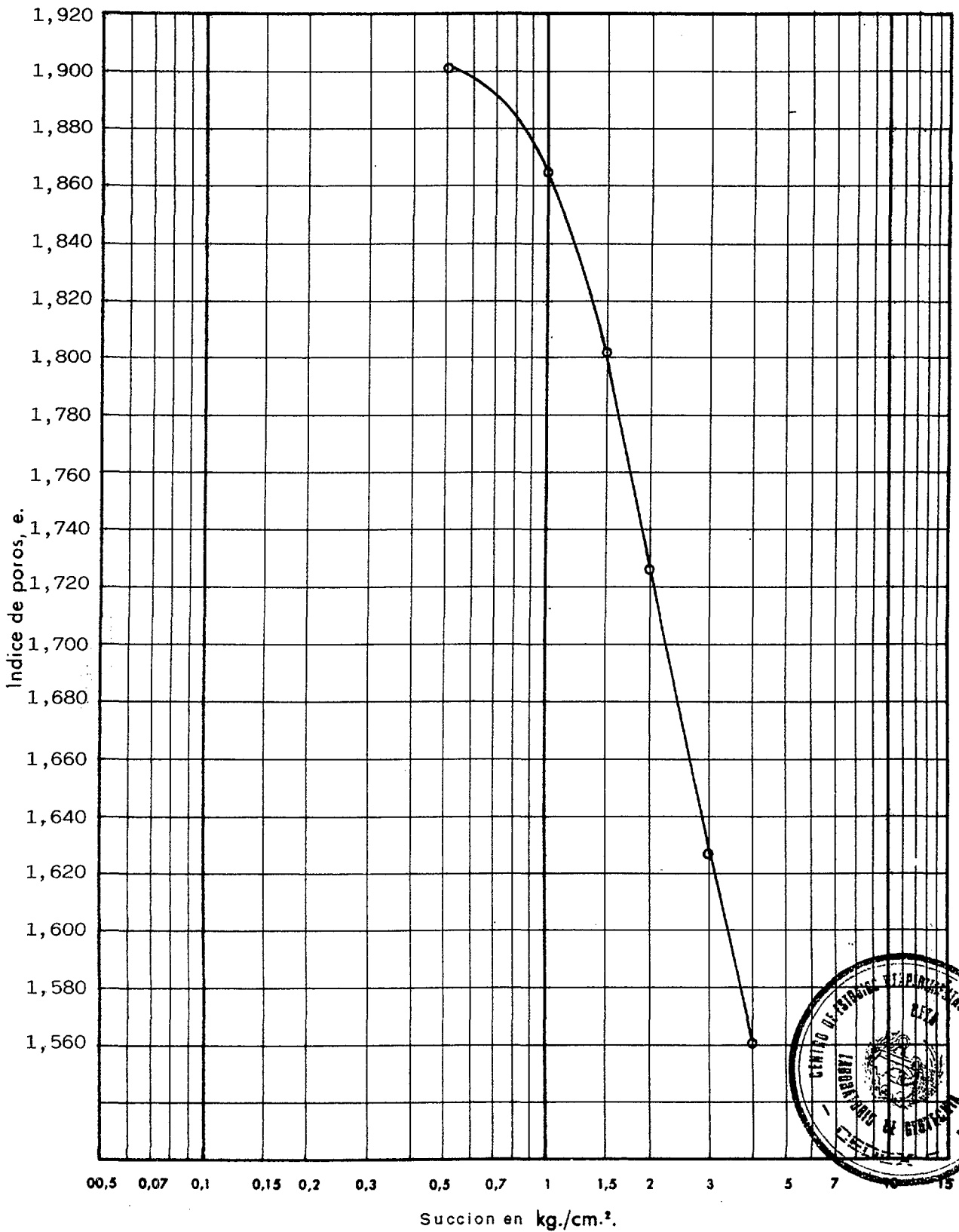
**ENSAYO EDMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 3.000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 2,5 Kp/cm² Diametro: 70 mm



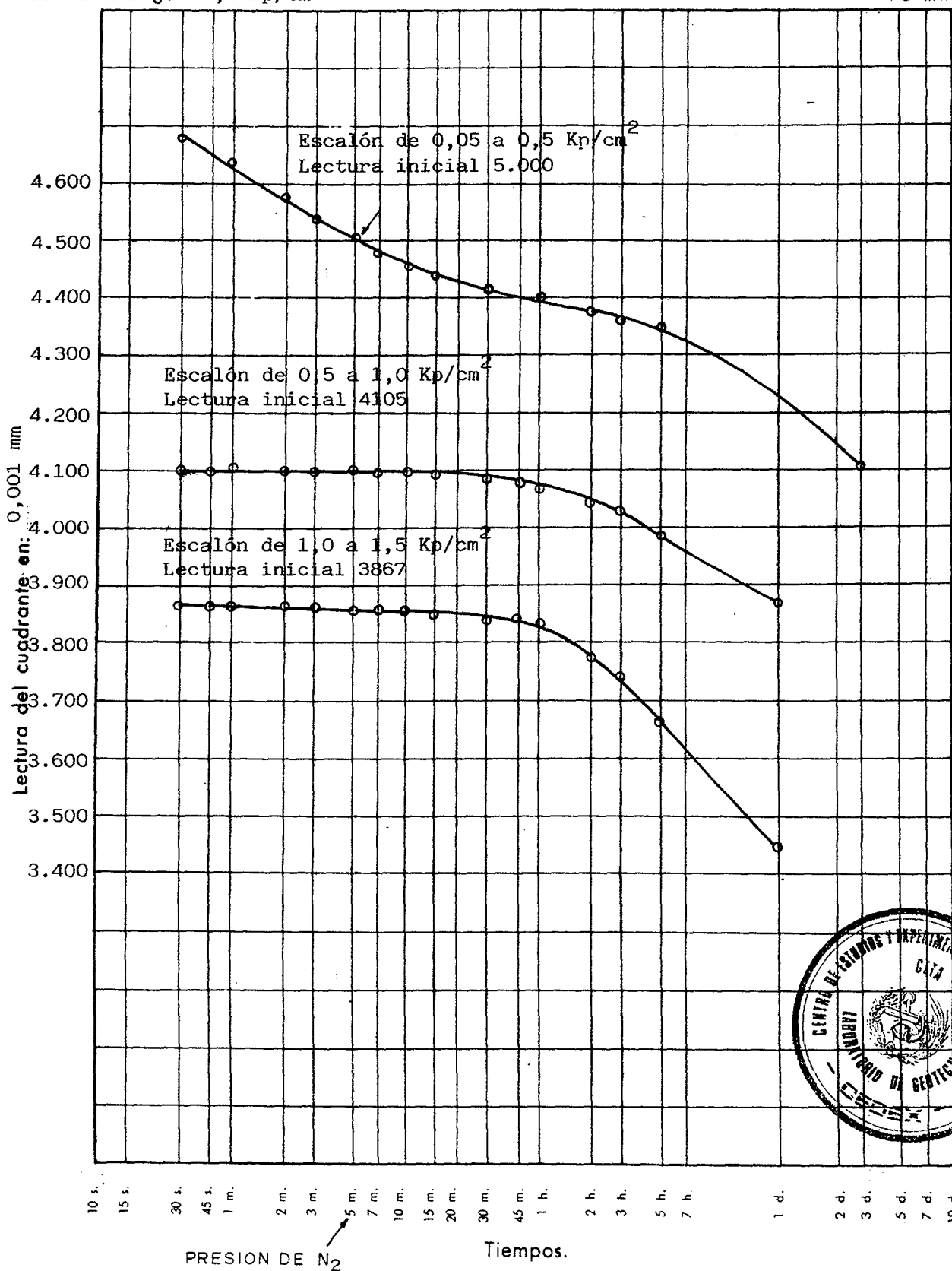
**ENSAYO EDMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDMETRICA**

Densidad seca inicial: 0,92 Humedad inicial: 72,5 Peso específico de las partículas: 2,80
Indice de poros inicial: 20,38 Humedad final: 53,6 Diametro muestra (cm): 7,0



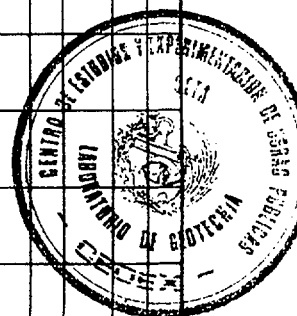
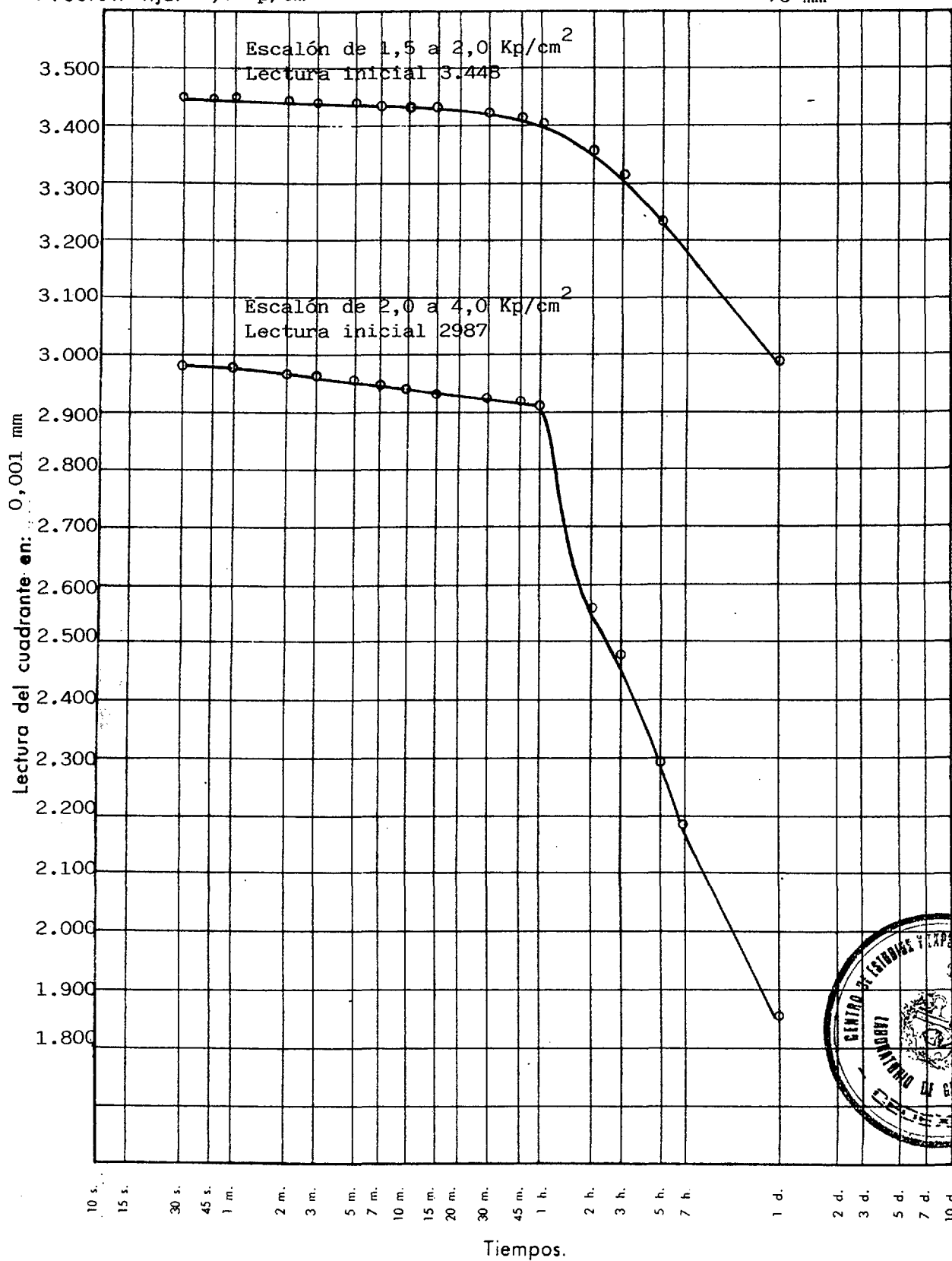
**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5.000 Altura del edómetro: 20 mm
Presión fija: 1,6 Kp/cm² Diámetro: 70 mm



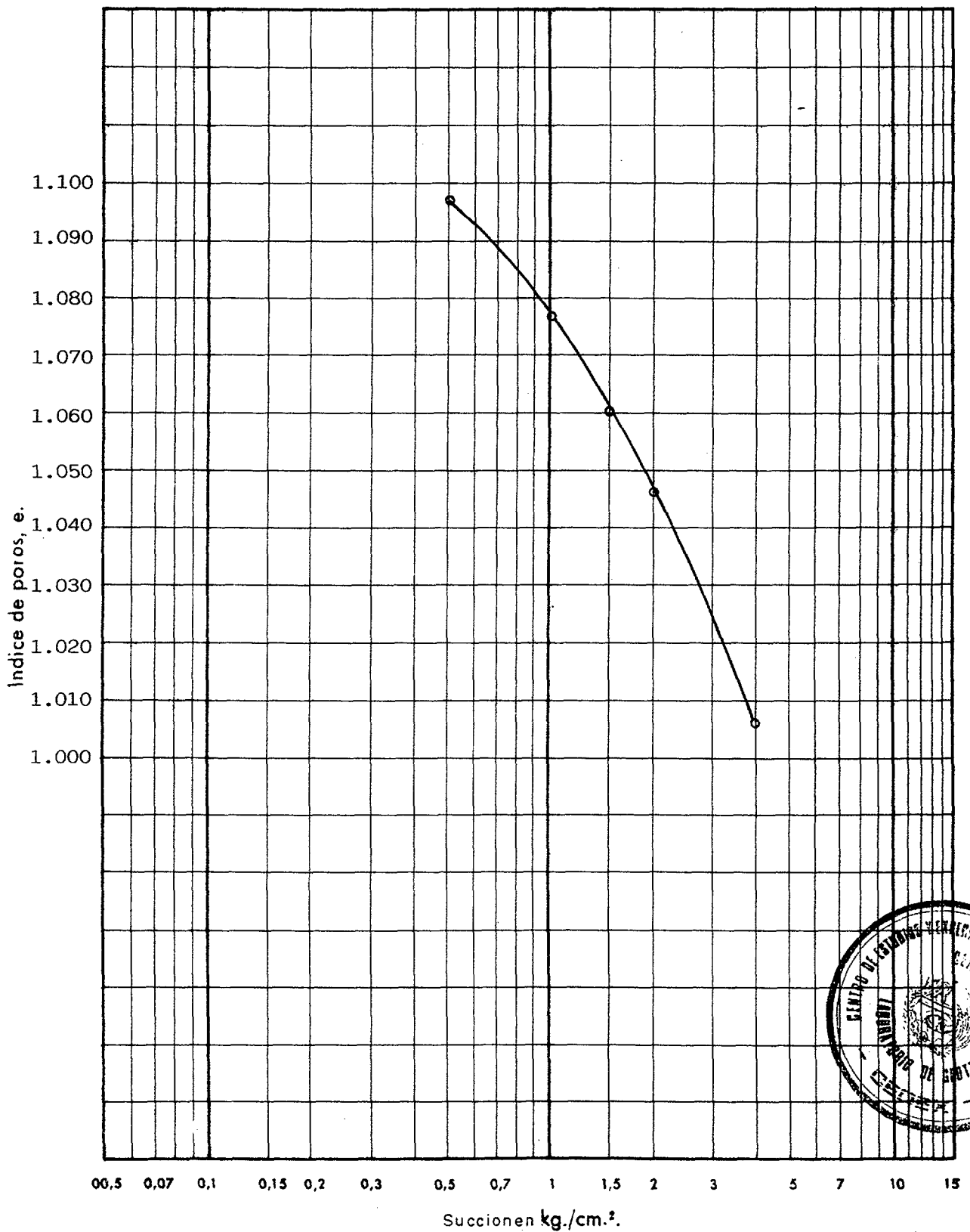
**ENSAYO EDMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5.000 Altura del edómetro: 20 mm
Presion fija: 1,6 Kp/cm² Diametro: 70 mm



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDOMETRICA**

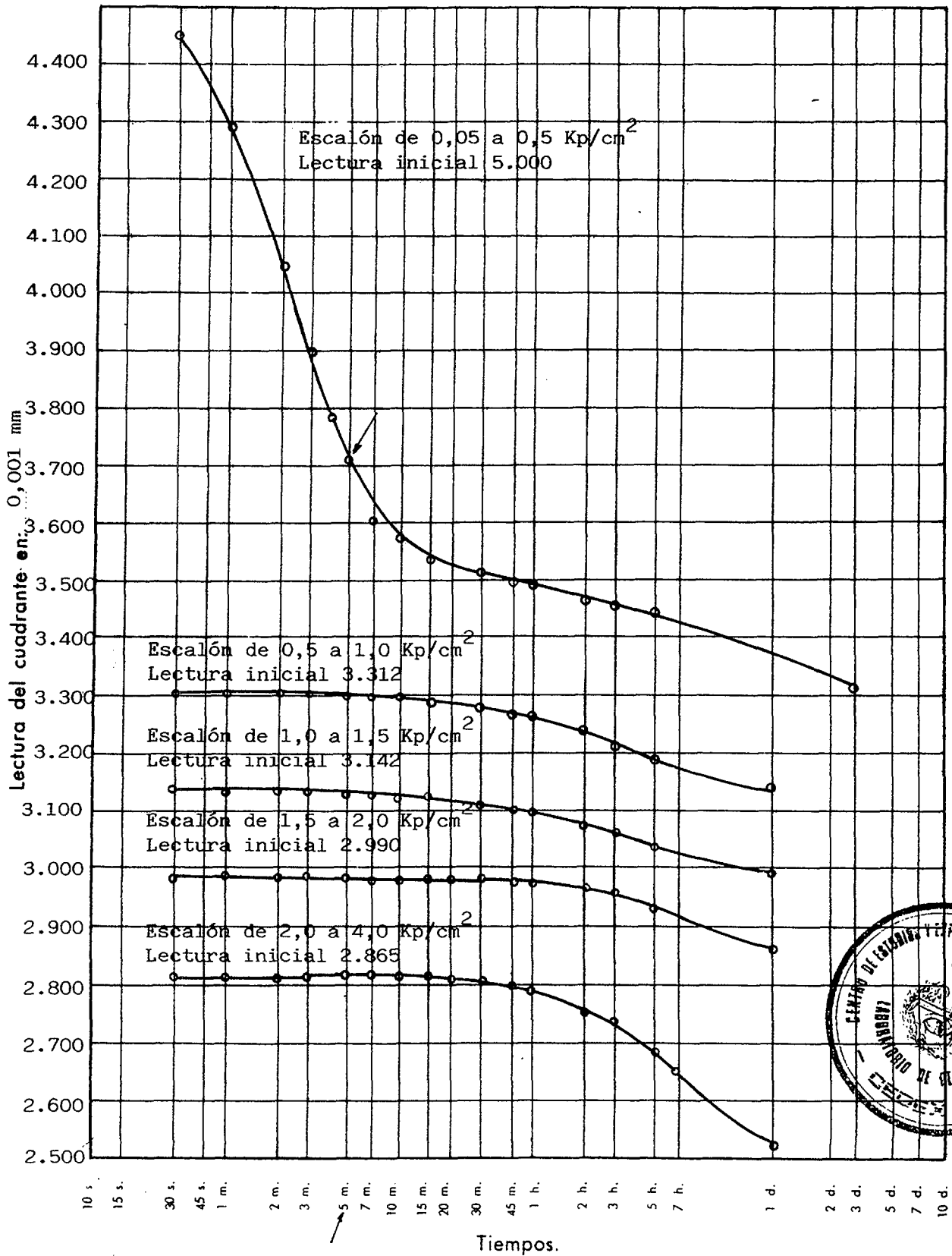
Densidad seca inicial: 1,20 Humedad inicial: 46,2 Peso específico de las partículas: 2,76
Indice de poros inicial: 1,290 Humedad final: 26,2 Diametro muestra (cm): 7,0



ENSAYO EDOMETRICO CON SUCCION

CURVAS DE CONSOLIDACION

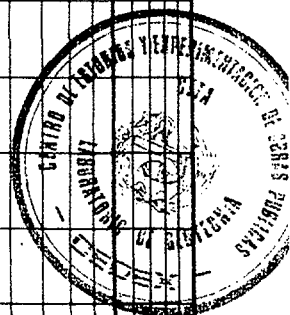
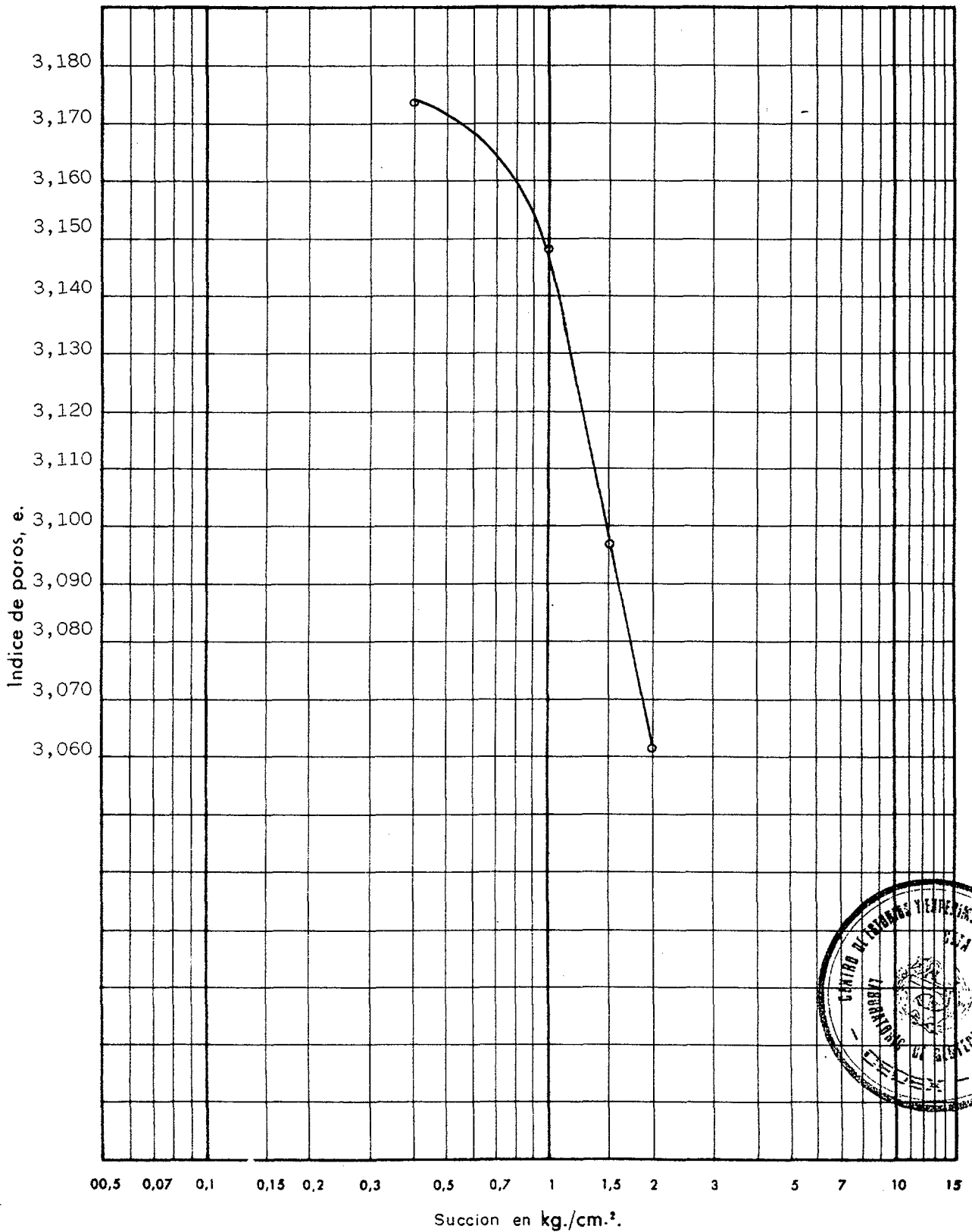
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5.000 Altura del edómetro: 20 mm
Presión fija: 2,0 Kp/cm² Diametro: 70 mm



**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVA EDOMETRICA**

Densidad seca inicial: 0,66 Humedad inicial: 113,1 Peso específico de las partículas: 2,83

Indice de poros inicial: 3,263 Humedad final: 71,0 Diametro muestra. (cm): 7,0



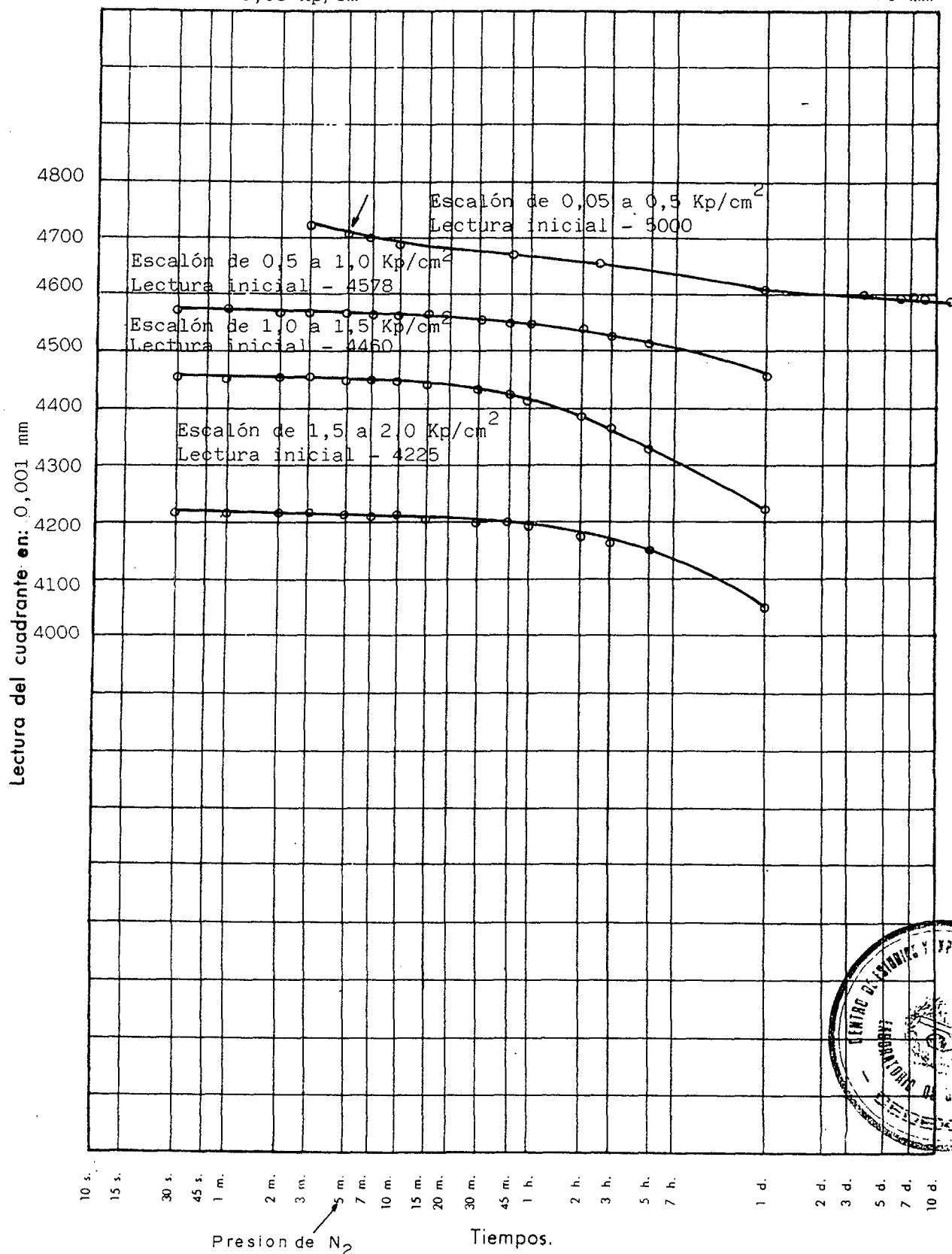
**ENSAYO EDOMETRICO
CON SUCCION****CURVAS DE CONSOLIDACION**

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 5000

Altura del edómetro: 12 mm

Presion fija: 0,65 Kp/cm²

Diametro: 70 mm



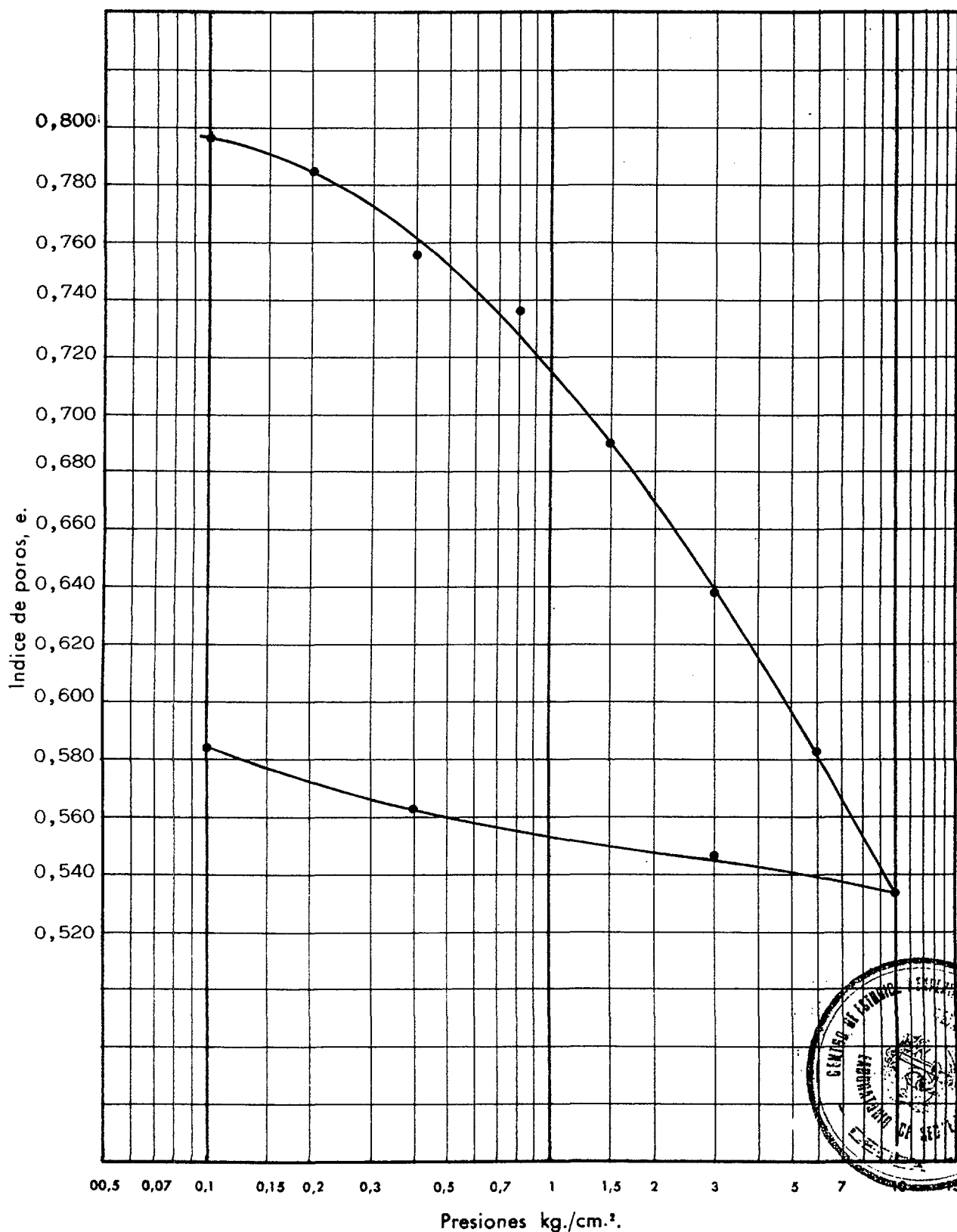
**ENSAYOS EDOMÉTRICOS NORMALES CON MUESTRA
COMPACTADA**

ENSAYO EDOMETRICO

MUESTRA COMPACTADA

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,56 Humedad inicial: 23,4 Peso específico de las partículas: 2,80
Indice de poros inicial: 0,796 Humedad final: 21,0 Diametro muestra (cm): 7,0

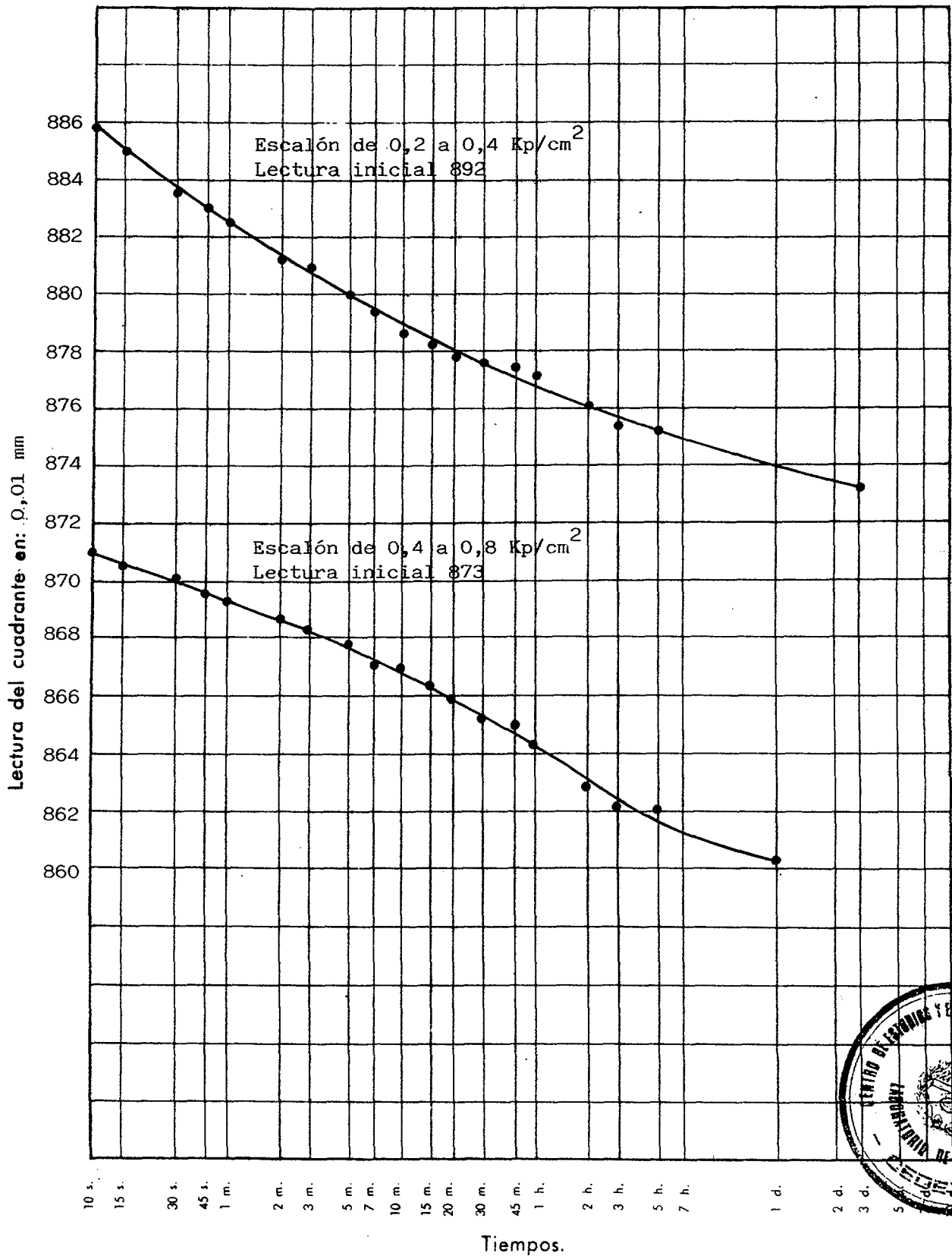


ENSAYO EDOMETRICO

MUESTRA COMPACTADA

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diámetro: 70 mm

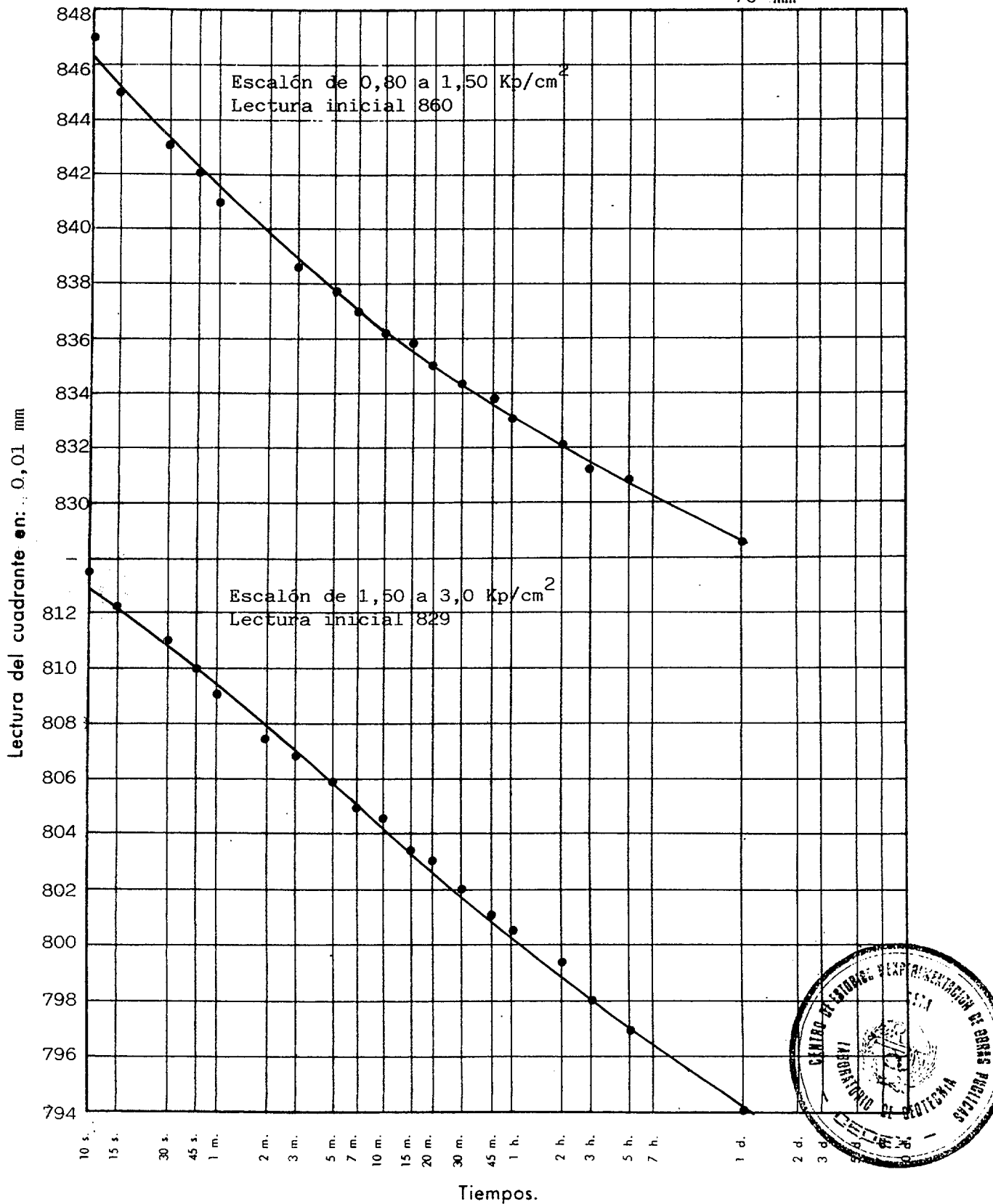


ENSAYO EDOMETRICO

MUESTRA COMPACTADA

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diámetro: 70 mm

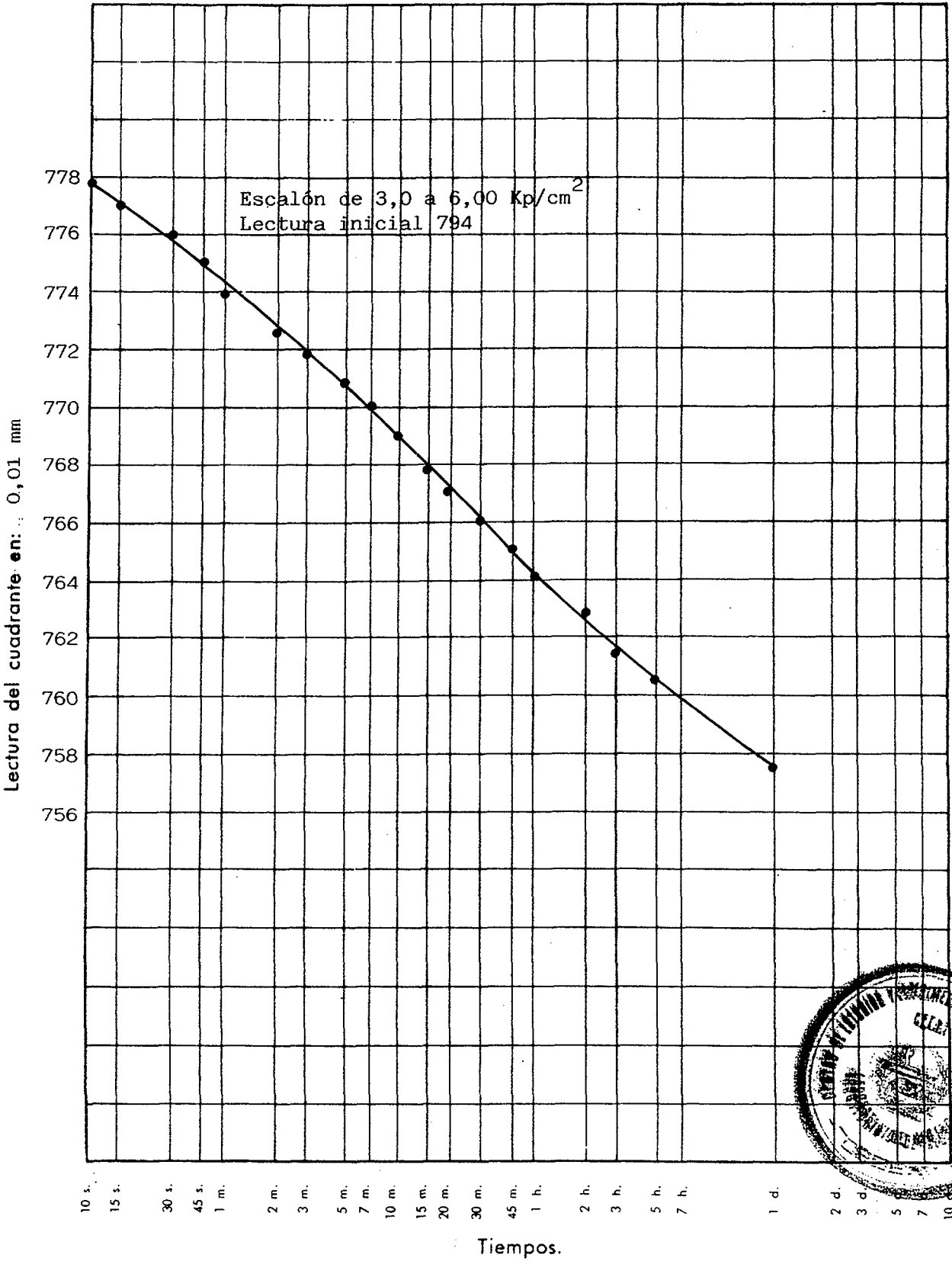


ENSAYO EDOMETRICO

MUESTRA COMPACTADA

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm

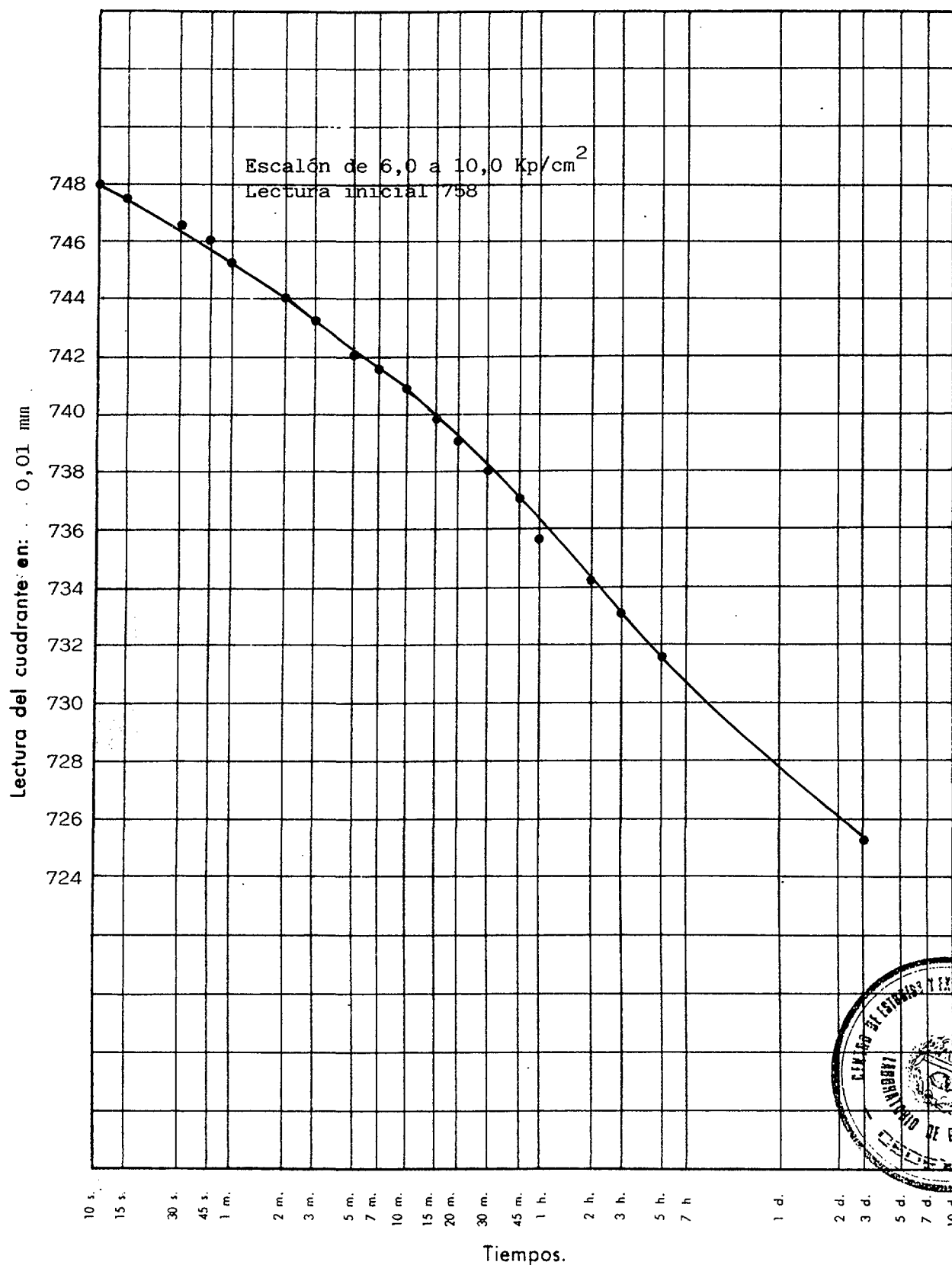


ENSAYO EDOMETRICO

MUESTRA COMPACTADA

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 900 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm



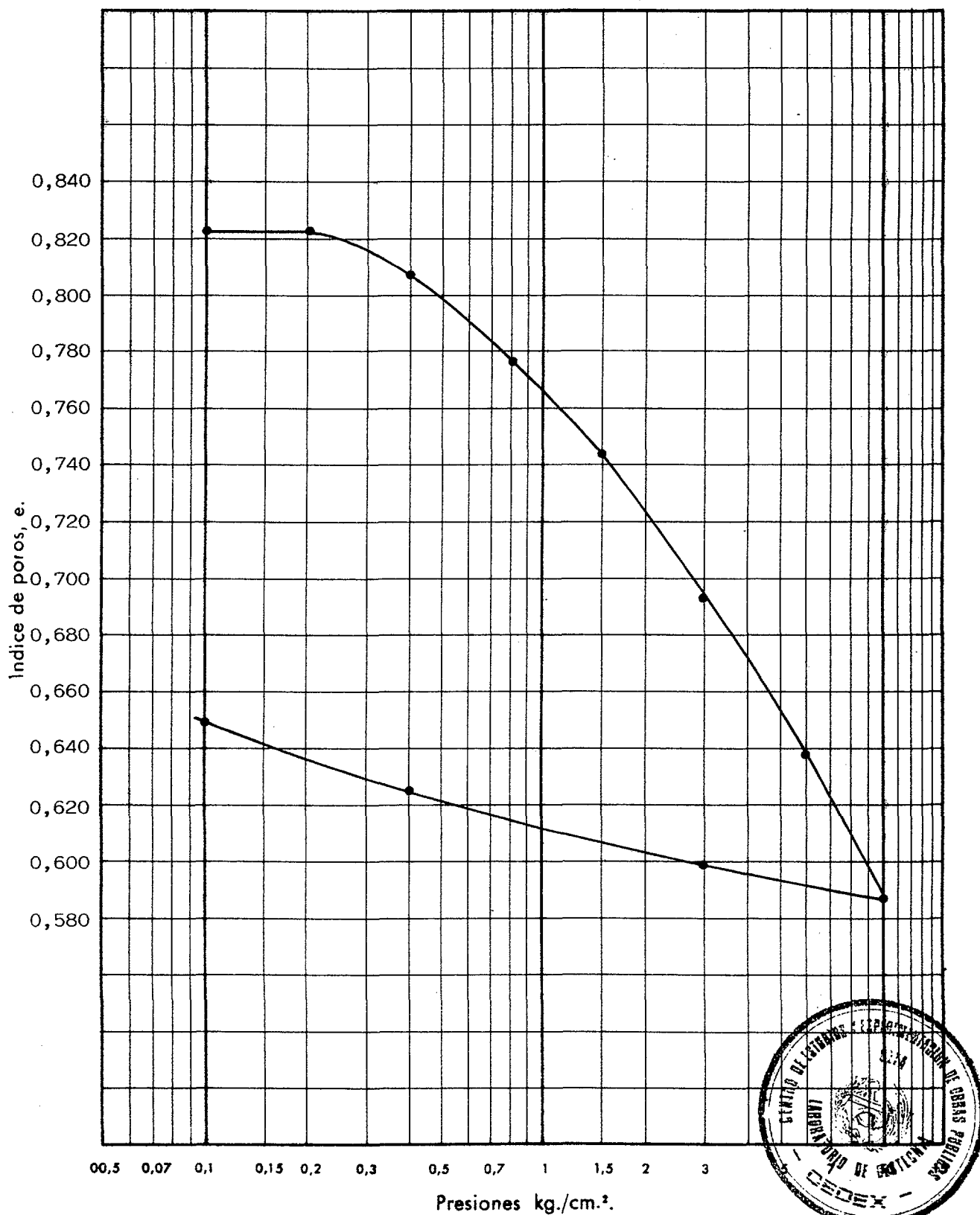
ENSAYO EDOMETRICO

MUESTRA COMPACTADA

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1,54 Humedad inicial: 24,3 Peso específico de las partículas: 2,80

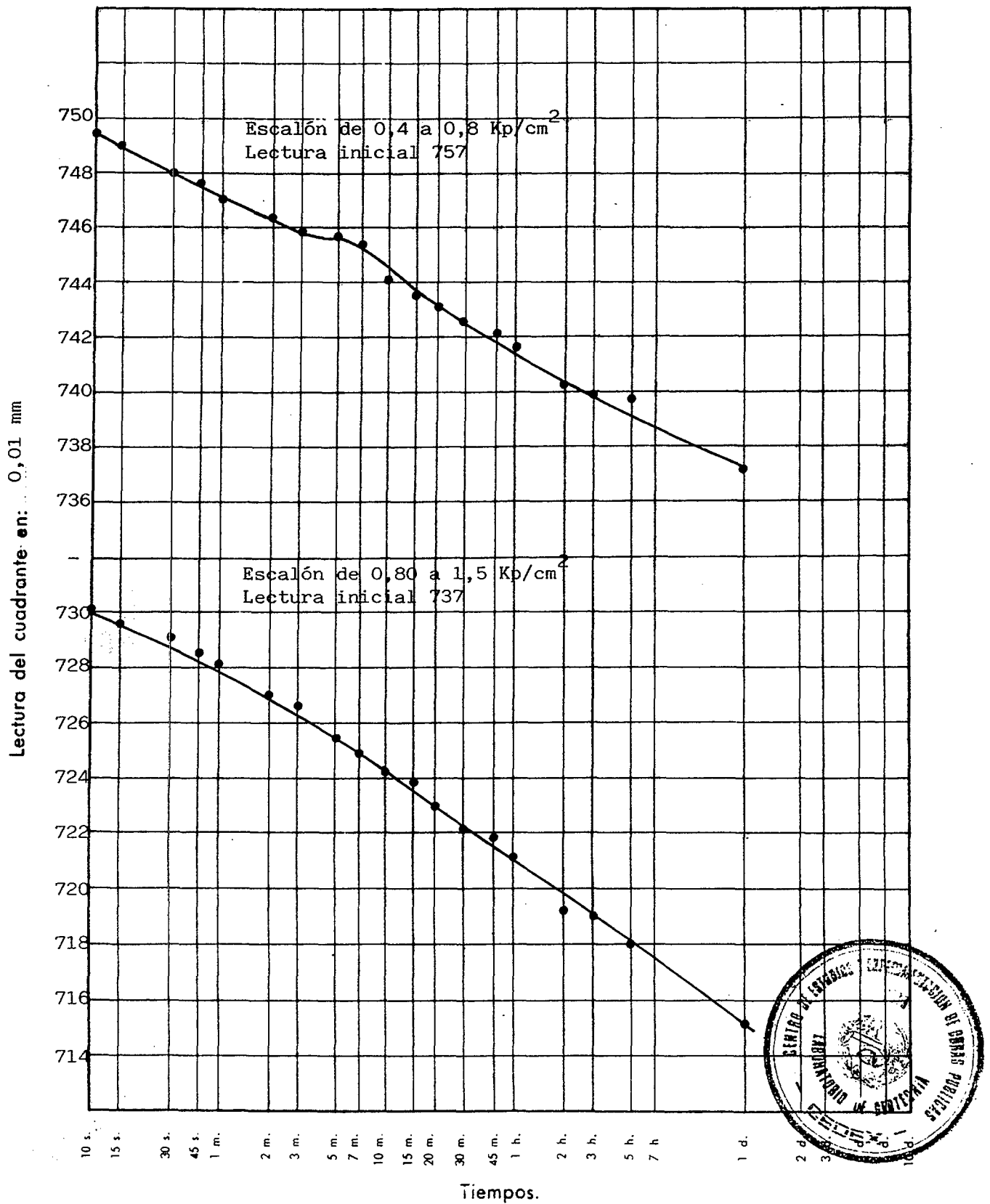
Indice de poros inicial: 0,822 Humedad final: 22,8 Diametro muestra (cm):



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

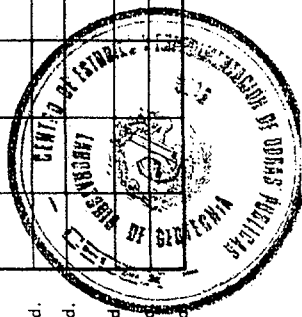
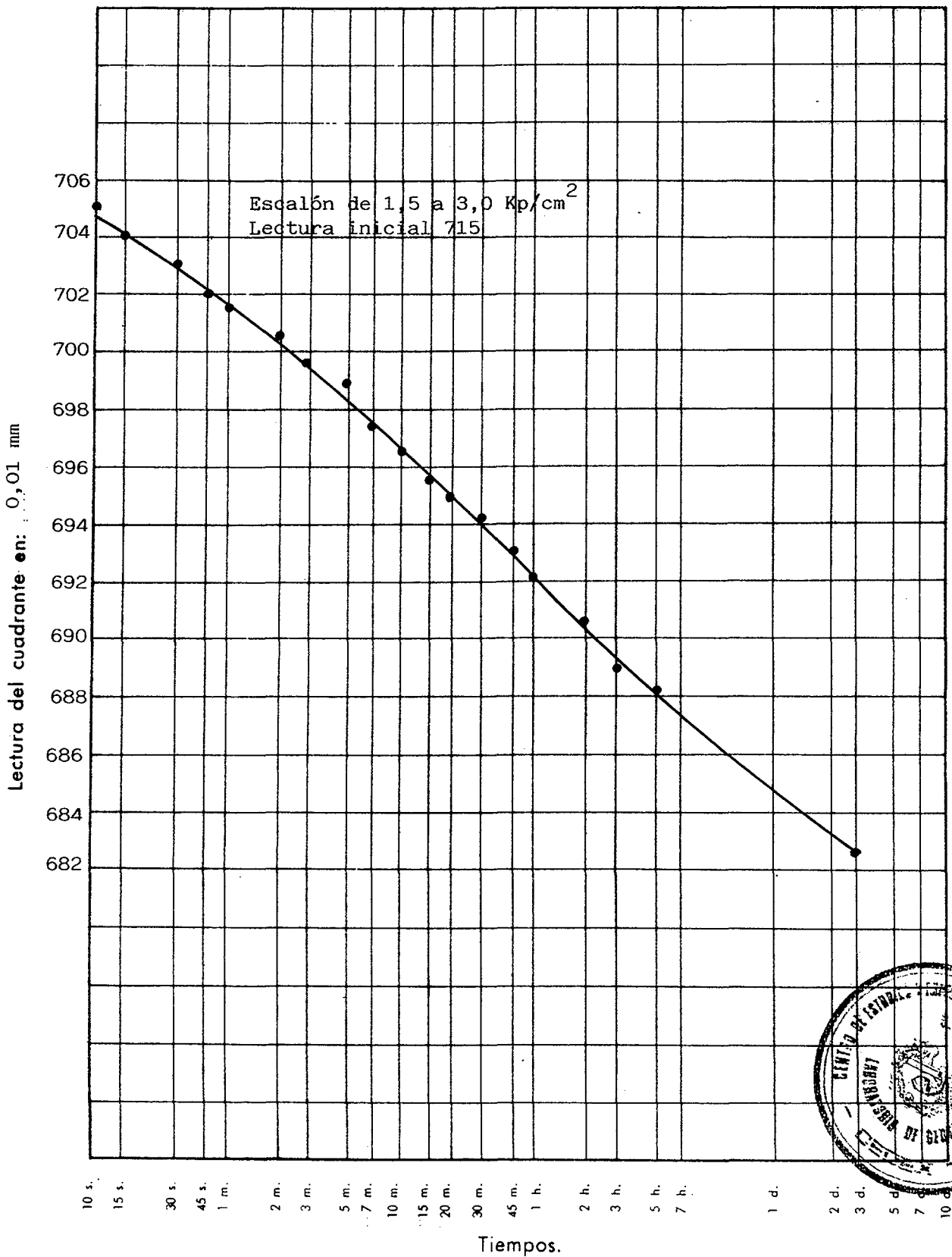
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 767 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

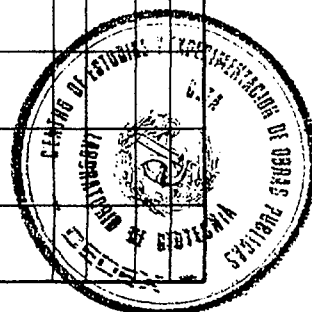
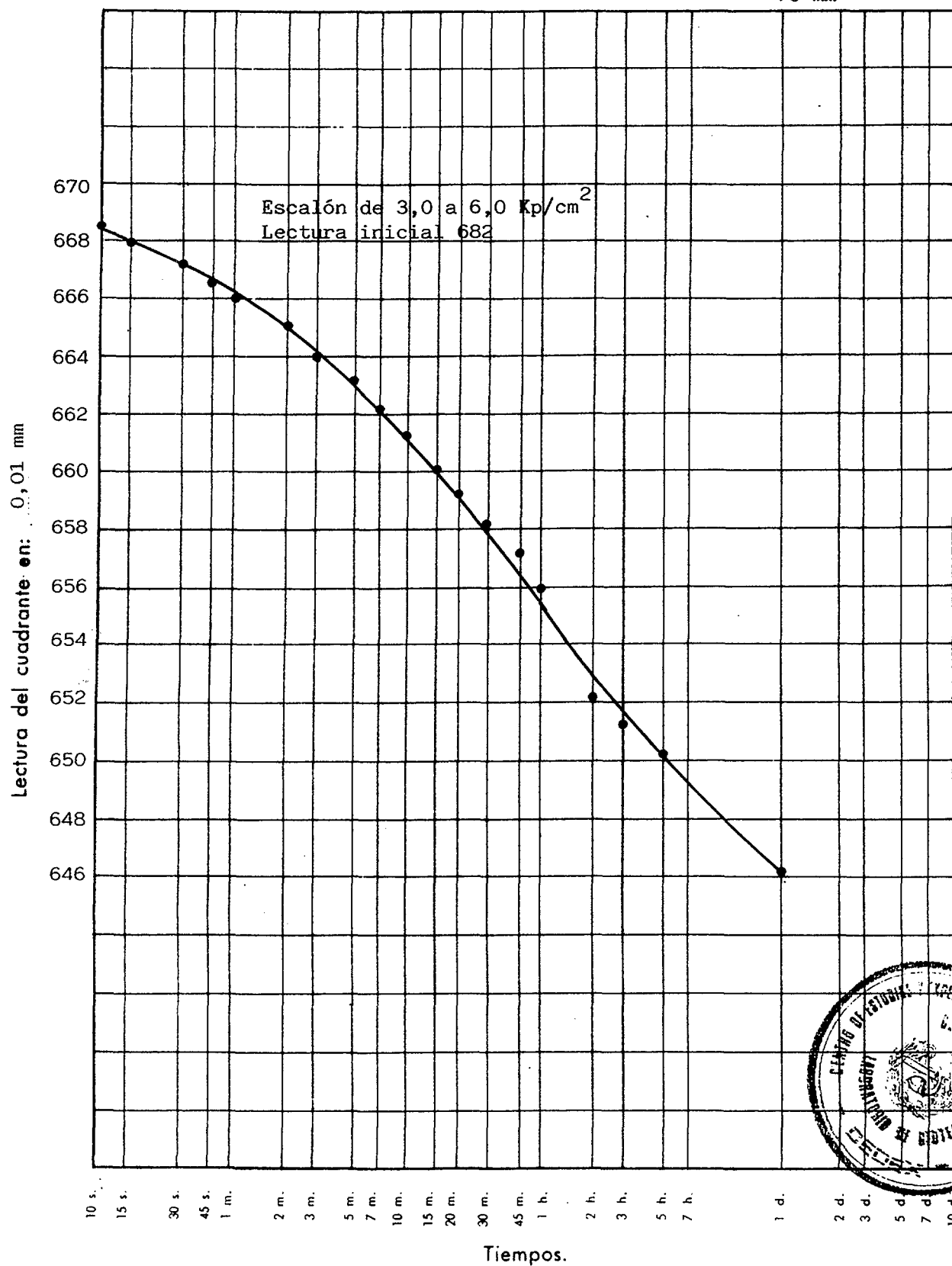
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 767 Altura del edómetro: 12 mm
Diametro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

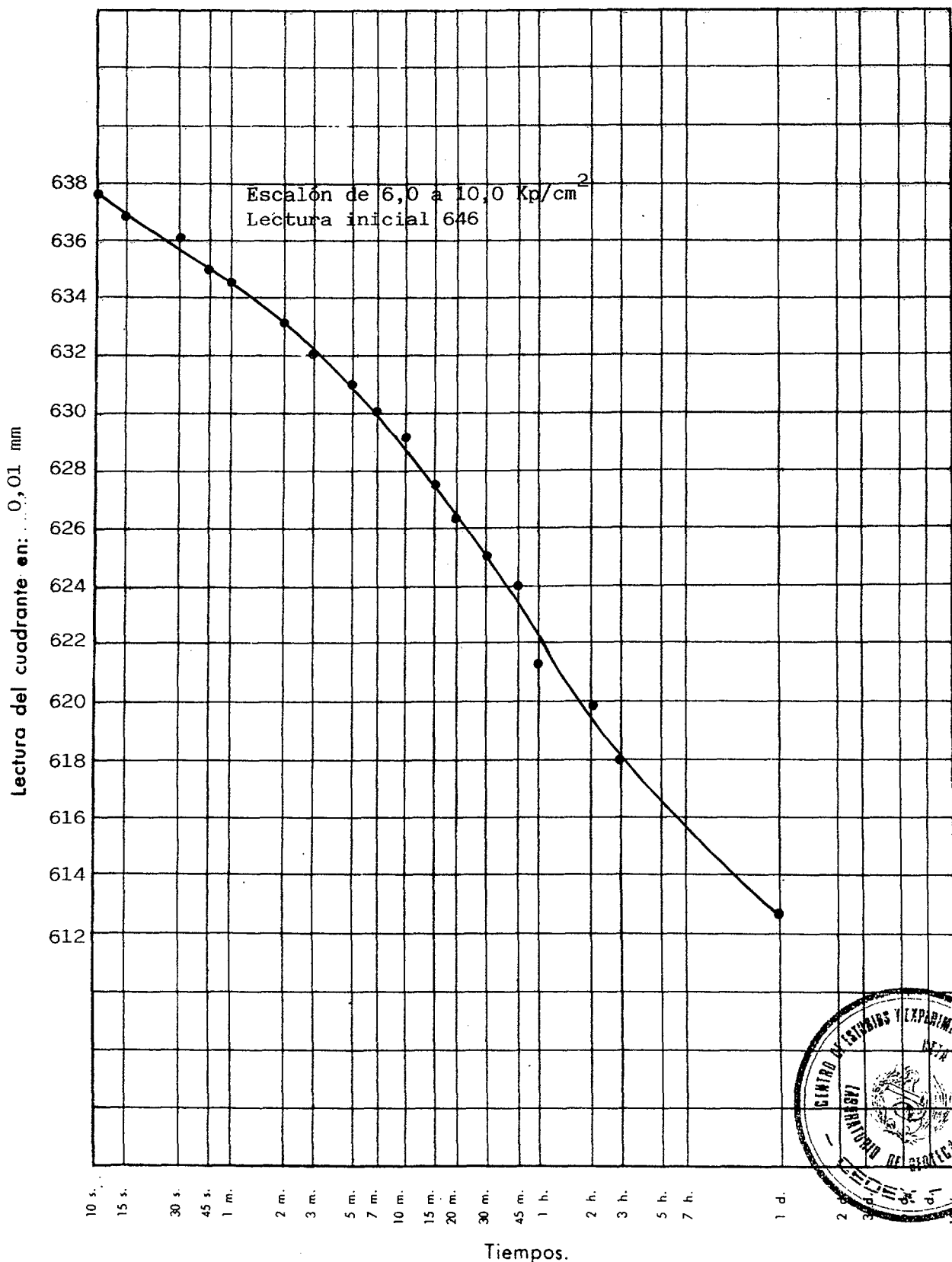
Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 767 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYO EDOMETRICO

CURVAS DE CONSOLIDACION

Lectura inicial del cuadrante con carga nula: 767 Altura del edómetro: 12 mm
Dímetro: 70 mm



ENSAYOS DE SUCCIÓN

**DETERMINACIÓN DE LA SUCCIÓN DE MUESTRAS
INALTERADAS POR MEDIO DEL MÉTODO DEL PAPEL
DE FILTRO**

La idea básica de este procedimiento consiste en determinar la humedad de un trozo de papel de filtro especial, que se ha dejado equilibrar, a temperatura constante, en la atmósfera del interior de un pequeño recipiente hermético, en el que también se encuentra la muestra de suelo cuya succión pretendemos conocer.

Estos recipientes, son unos depósitos cilíndricos de plástico, con dos tapas herméticas, divididos en dos partes por medio de una rejilla, también de este material, de manera que colocando la muestra en un lado y el papel de filtro en el otro, se asegura que la atmósfera es la misma en todo el interior, sin que ambos entren en contacto.

El valor de la humedad del papel de filtro, determinada mediante pesadas y secado en estufa, se convierte en la correspondiente succión por medio del tarado del papel realizado previamente en diferentes atmósferas controladas.

Los resultados obtenidos se han incluido en la tabla adjunta.

MUESTRA N°	SUCCION (Kp/cm ²)
4788	0,19
4784	0,08
4792	0,19
4786	1,5
	1,45
4905	< 0,05
4906	< 0,33
4801	0,21
4803	0,16
4807	0,18
4809	0,21
4812	Inapreciable
4814	< 0,08
4515	0,22
4519	0,11
4521	0,19
4523	0,18
4525	0,18
4527	< 0,17

**DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN SUCCIÓN-HUMEDAD.
RAMA DE DESECACIÓN**

Para la determinación de la rama de desecación de la curva succión-humedad, se ha ensayado material de las muestras 4926, 4930, 4938, 4944 y 4948. Los equipos utilizados han sido aparatos de presión de membrana.

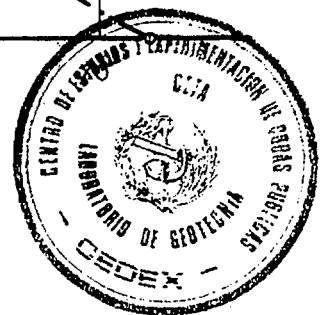
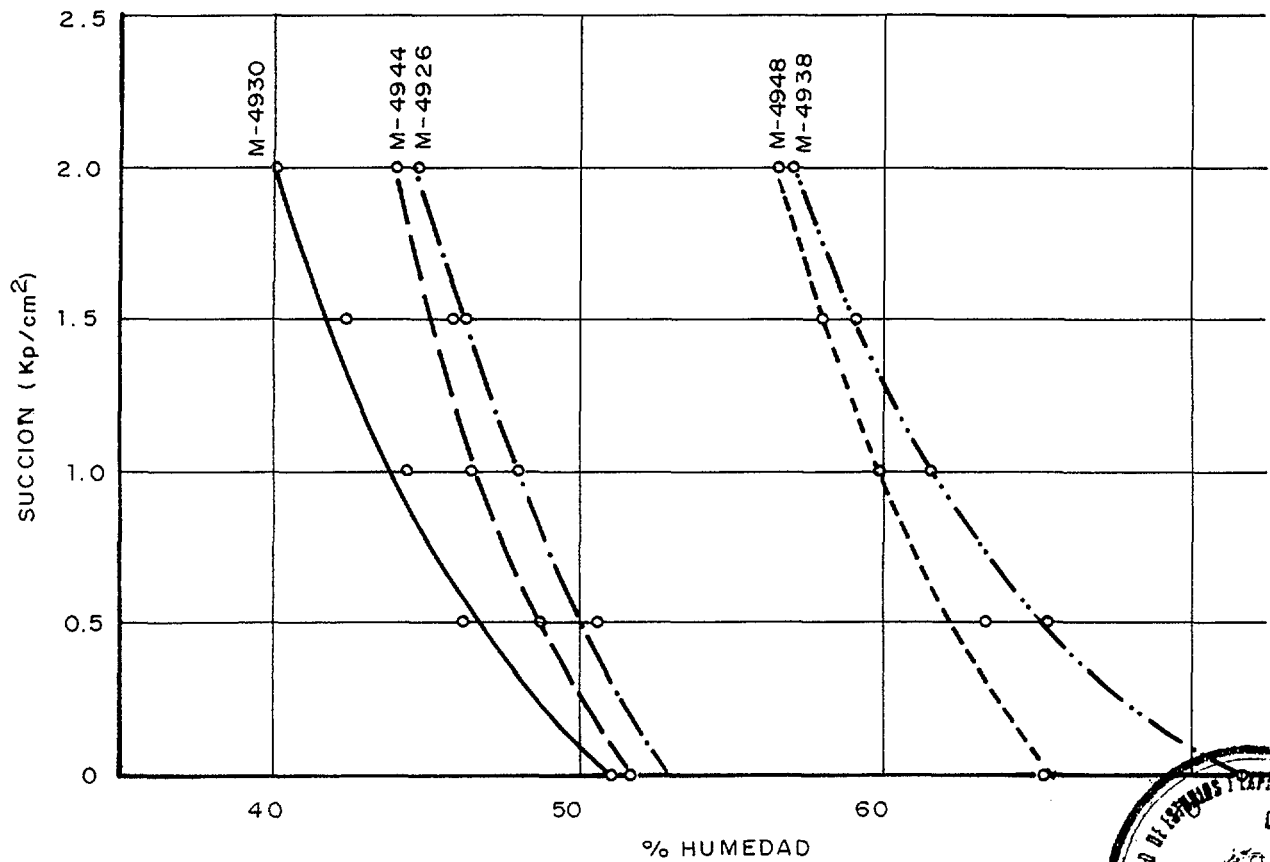
Con estos equipos la metodología de ejecución del ensayo es la siguiente: se toma un trozo de la muestra a estudiar y se coloca en uno de los aparatos, aplicándole seguidamente una presión de nitrógeno de 0,5 Kp/cm². Al cabo de 48 horas se desmonta, se pesa y se vuelve a montar con la misma presión. Esta operación se repite hasta conseguir que en dos pesadas consecutivas no se produzca variación del peso.

A continuación se repite idéntico proceso con presiones de 1,0; 1,5 y 2,0 Kp/cm², de acuerdo con el criterio fijado por el petitionerario.

Las curvas obtenidas para las muestras ensayadas se recogen a continuación:

ESTÉRILES DE URANIO

RELACIÓN SUCCION-HUMEDAD
PROCESO DE DESECACION



**ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CON MUESTRAS
INALTERADAS DE ESTÉRILES**

**ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL SIN CONSOLIDACIÓN
Y SIN DRENAJE**

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

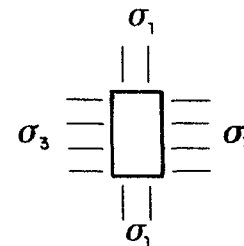
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº

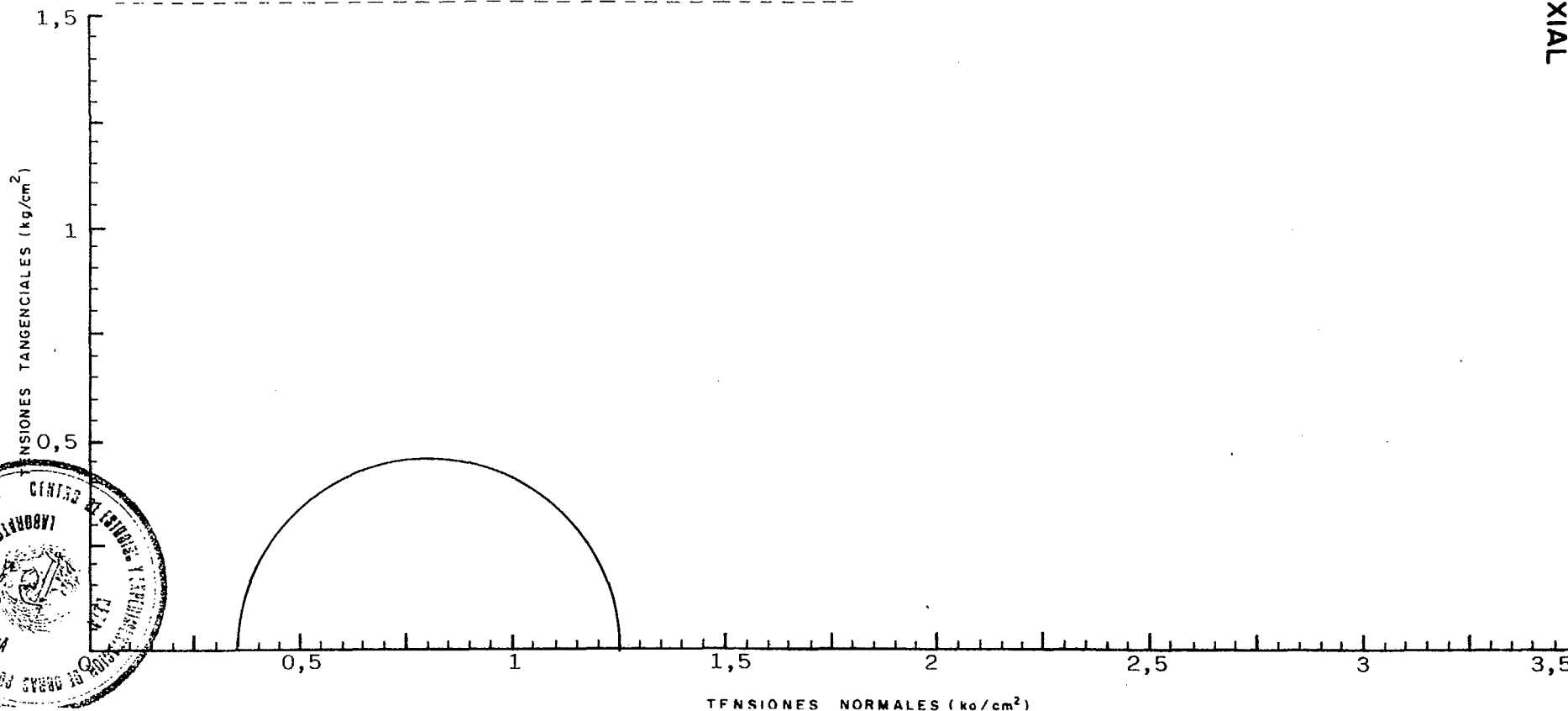
4927

Tipo de muestra Inalterada ϕ : 1½"

Tipo de ensayo Sin consolidación previa y
rotura sin drenaje



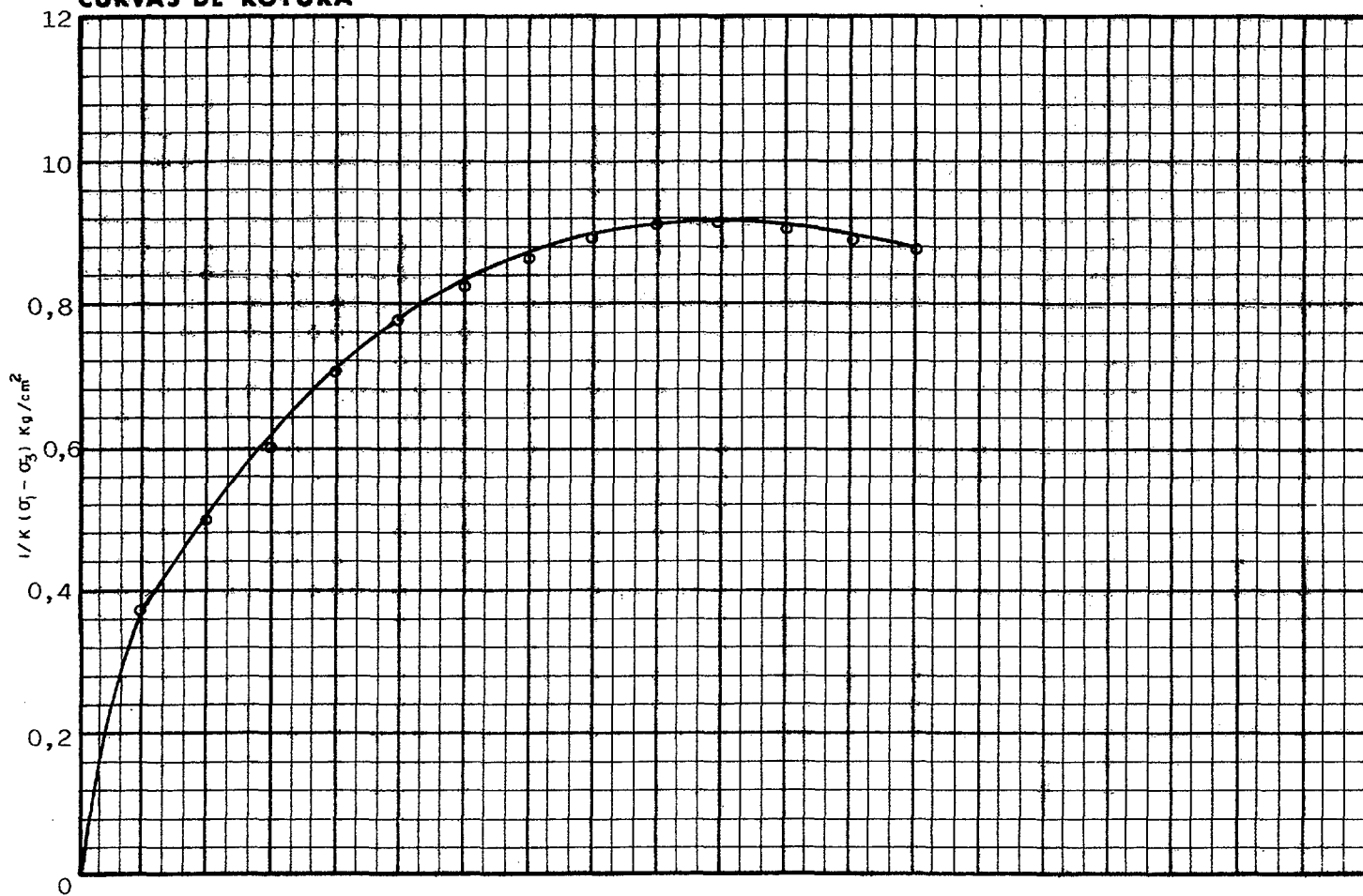
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	0,350				
% HUM INICIAL	48,7				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	1,17				
% DEFORMACION A LA ROTURA	10				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1				



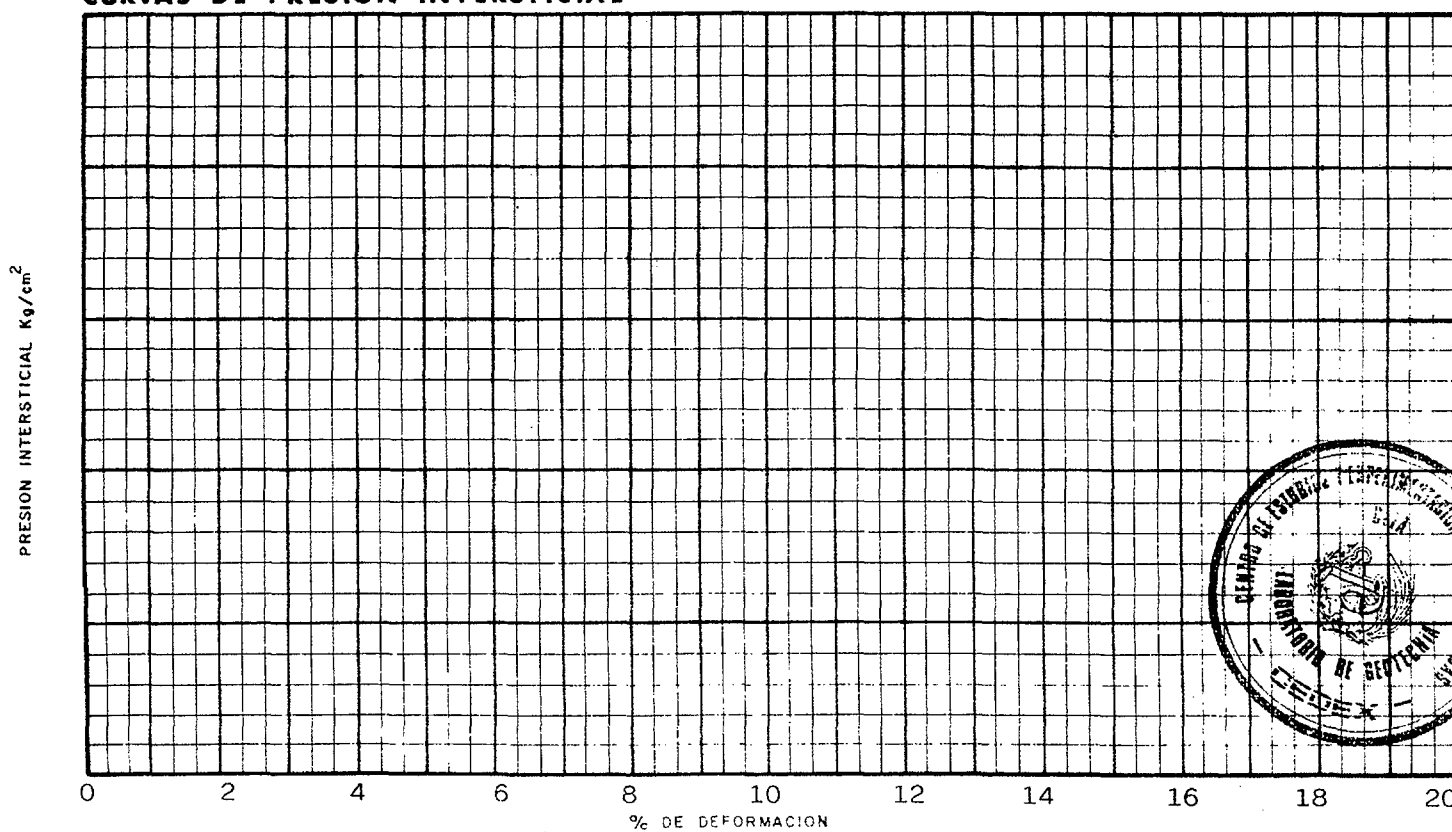
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	0,350					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



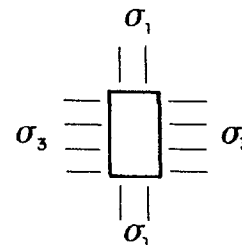
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

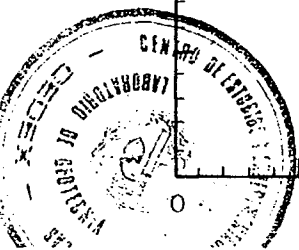
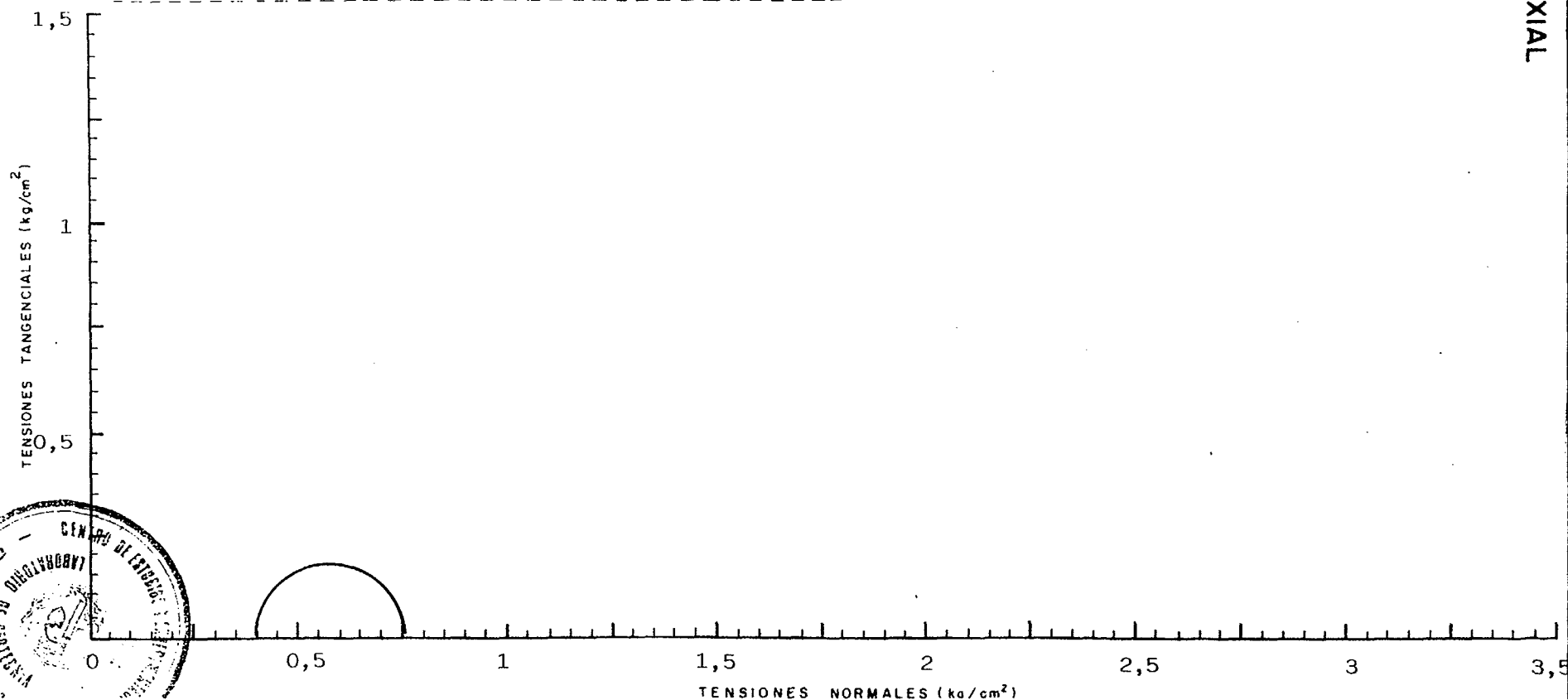
MUESTRA Nº 4929

Tipo de muestra Inalterada ϕ : 1½"

Tipo de ensayo Sin consolidación previa y
rotura sin drenaje



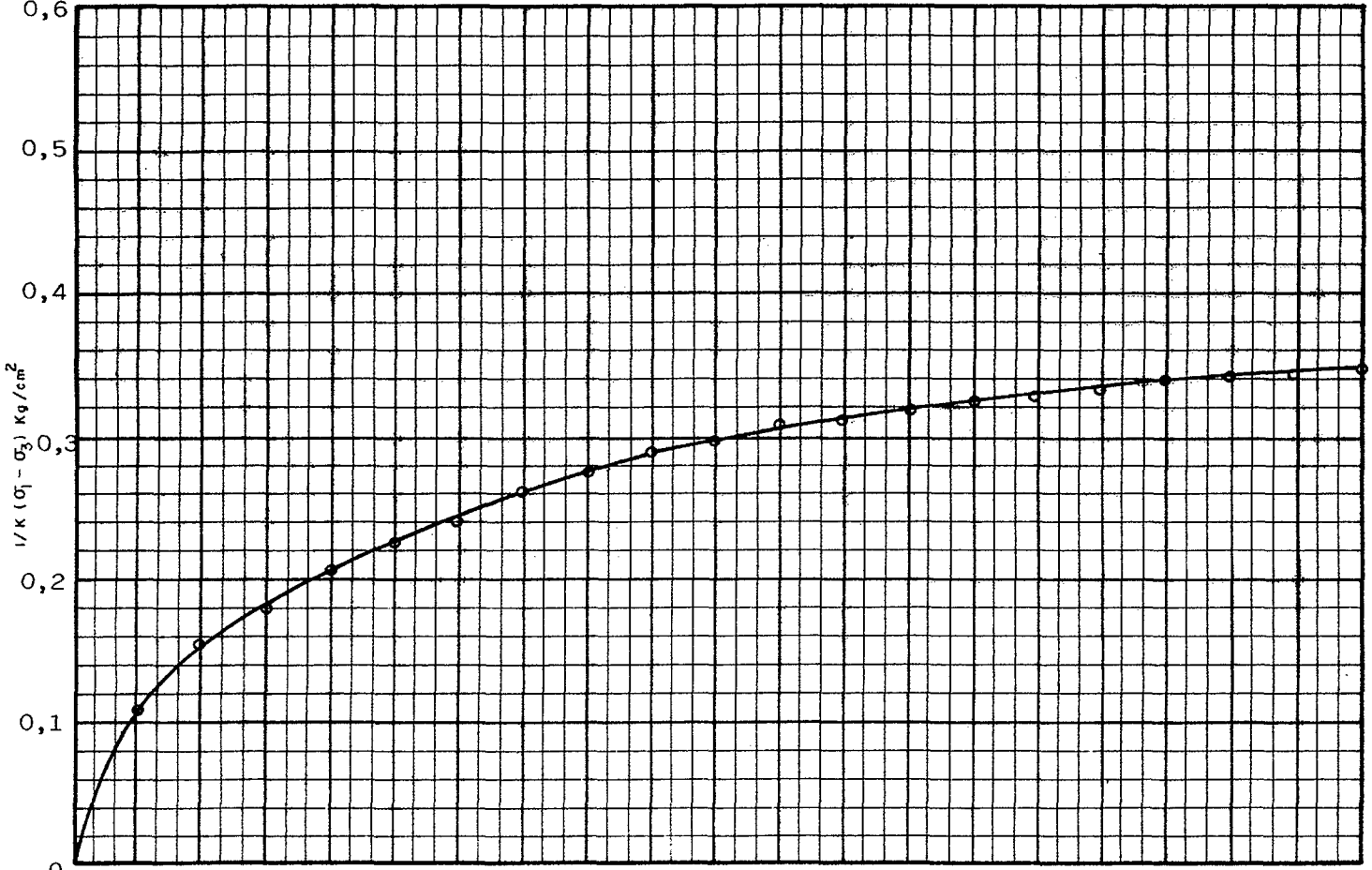
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	0,400				
% HUM INICIAL	53,1				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	1,12				
% DEFORMACION A LA ROTURA	20				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1				



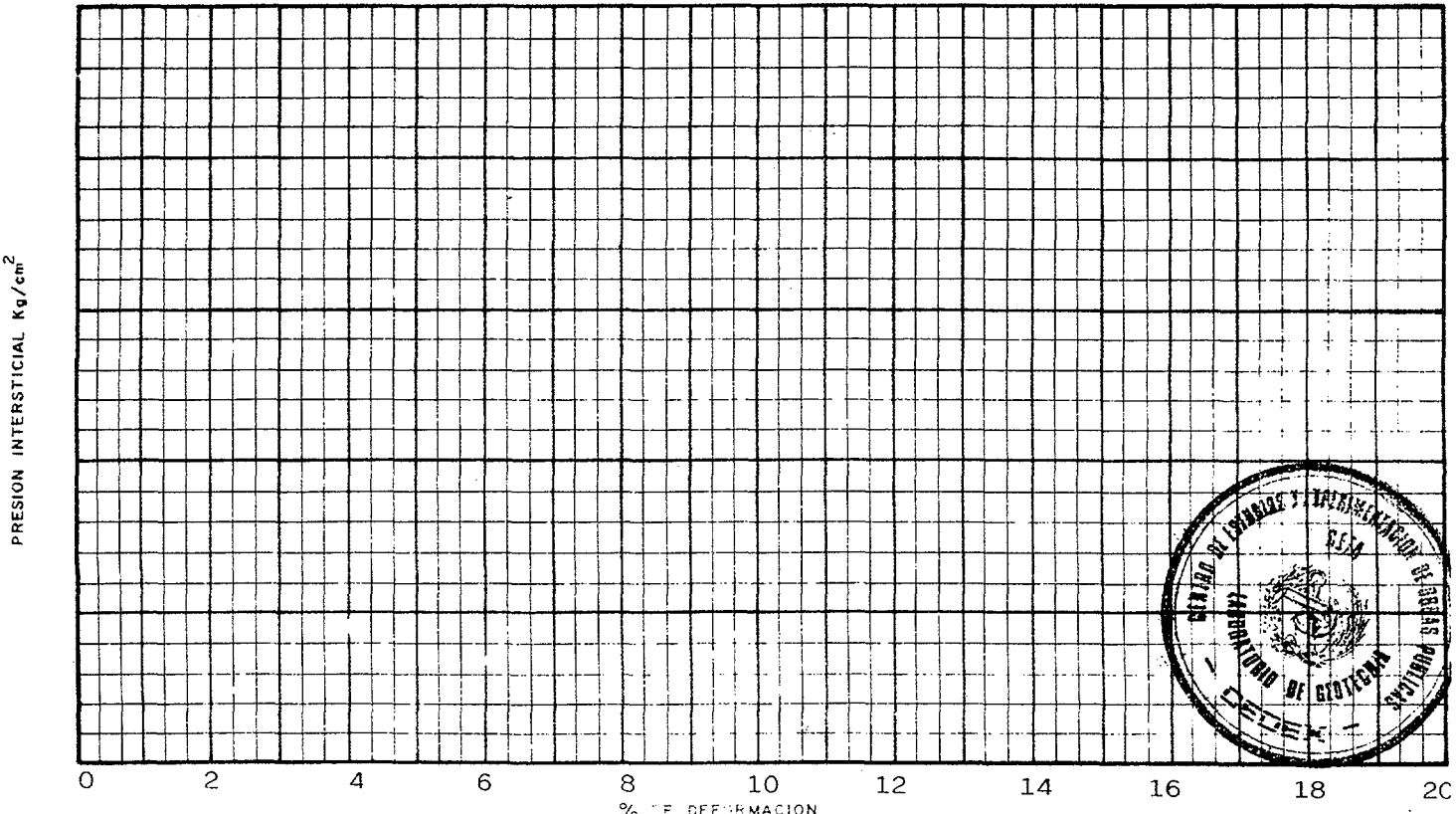
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I				
σ_3 Kg/cm ²	0,400				
VALORES DE K	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



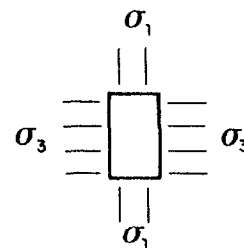
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

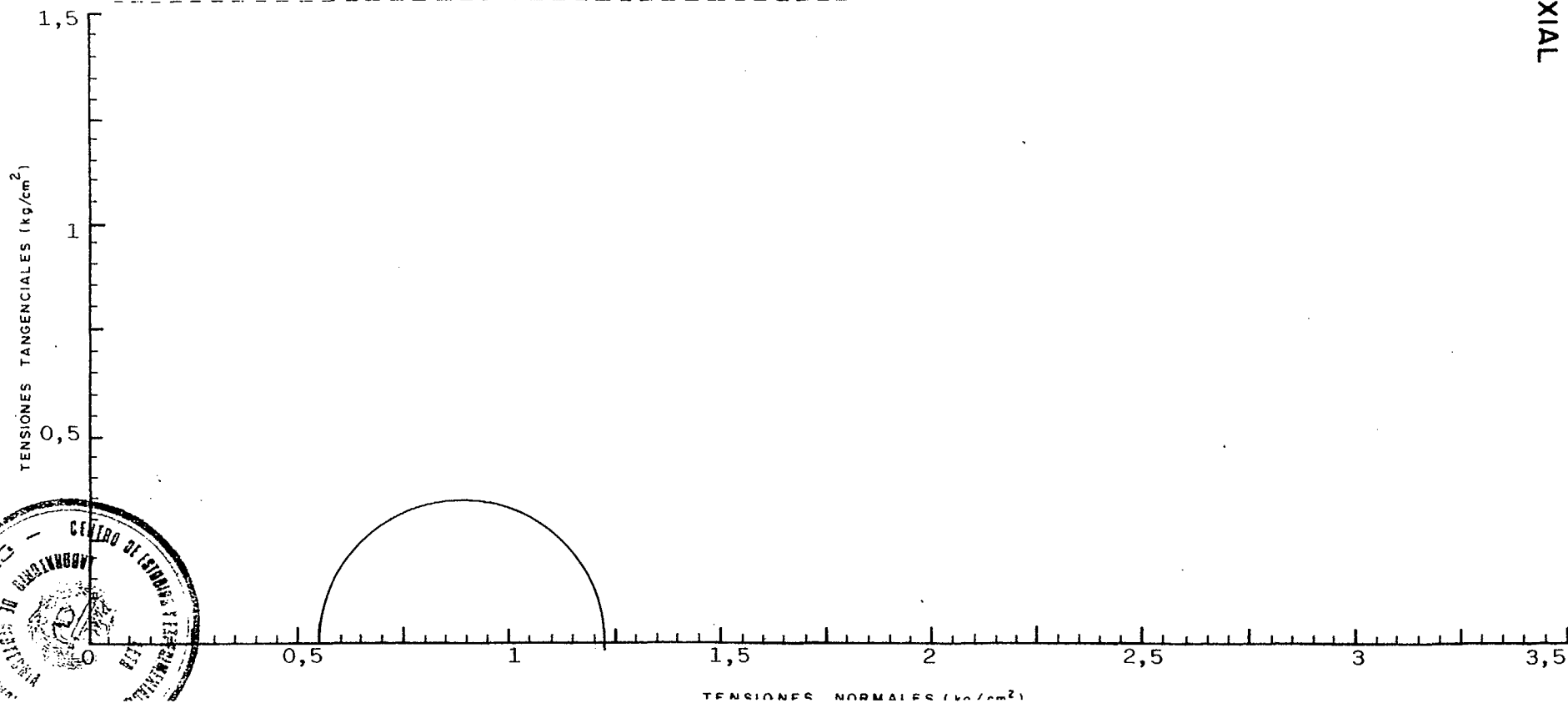
MUESTRA Nº 4931

Tipo de muestra Inalterada ϕ : 1½"

Tipo de ensayo Sin consolidación previa y
rotura sin drenaje



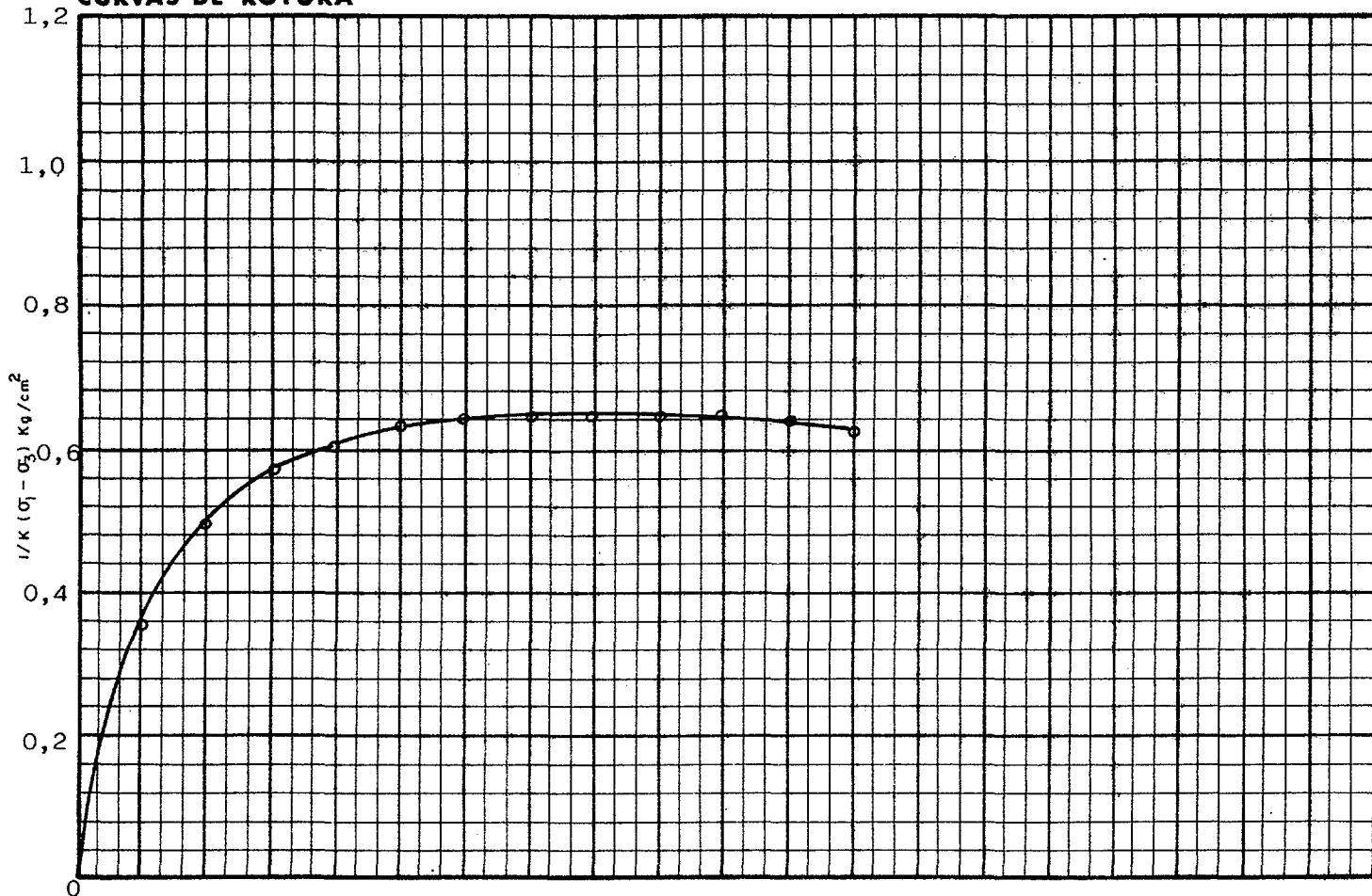
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	0,550				
% HUM INICIAL	59,0				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	1,06				
% DEFORMACION A LA ROTURA	8				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1				



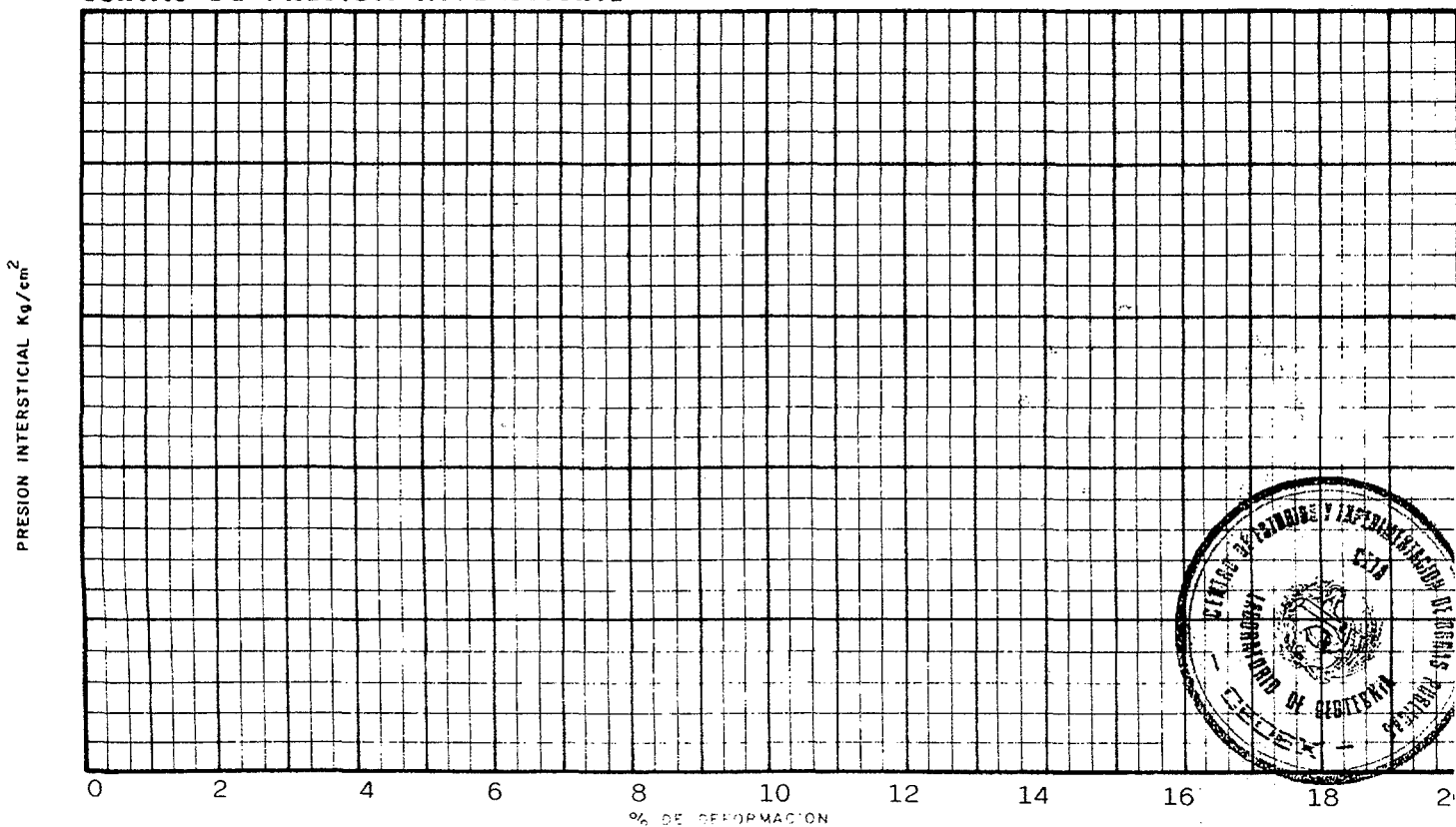
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	0,550					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



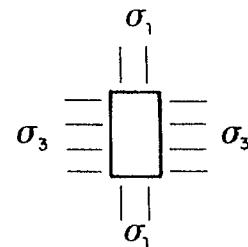
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

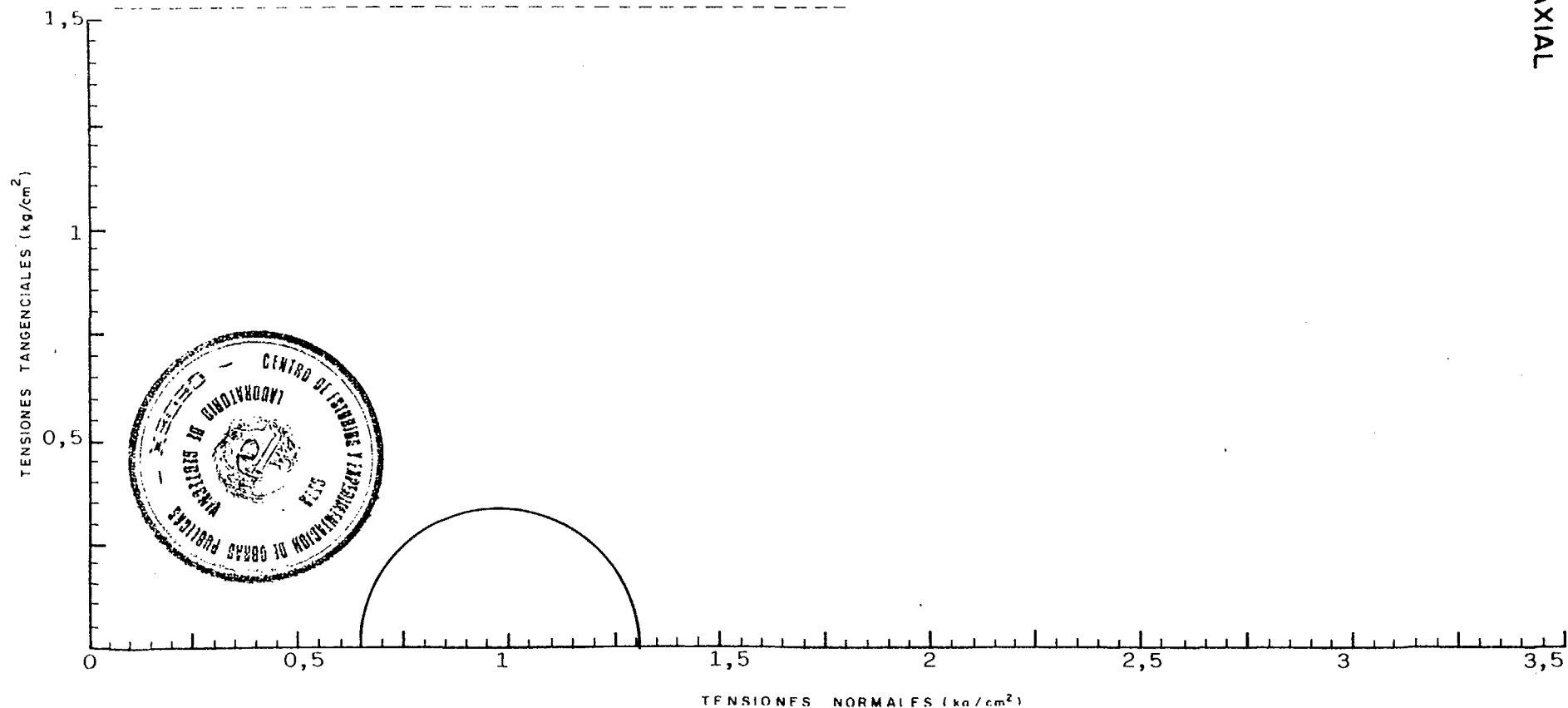
MUESTRA Nº 4934

Tipo de muestra Inalterada ϕ : 1½"

Tipo de ensayo Sin consolidación previa y
rotura sin drenaje



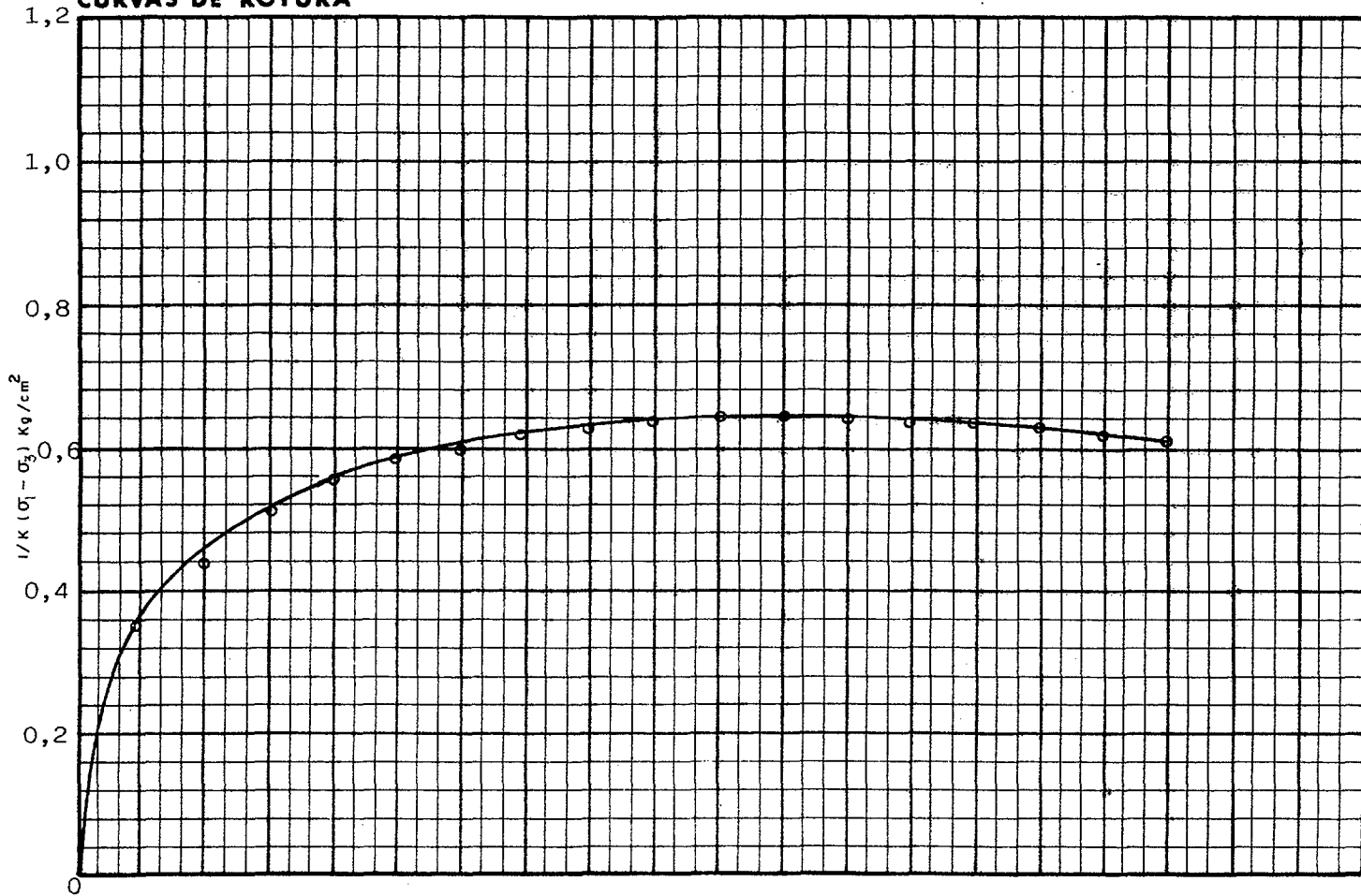
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	0,650				
% HUM INICIAL	63,3				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	1,00				
% DEFORMACION A LA ROTURA	12				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF	1				



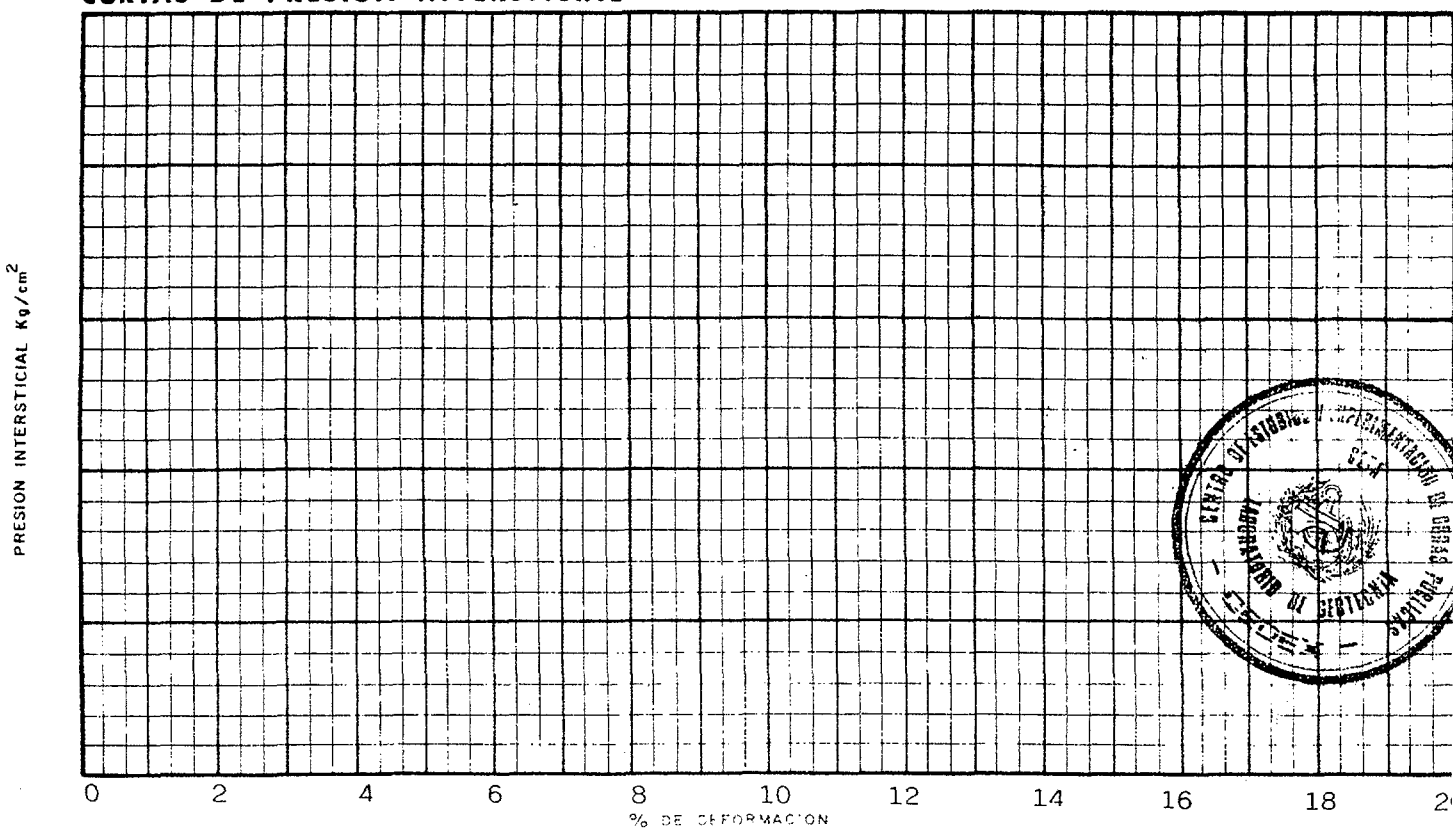
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

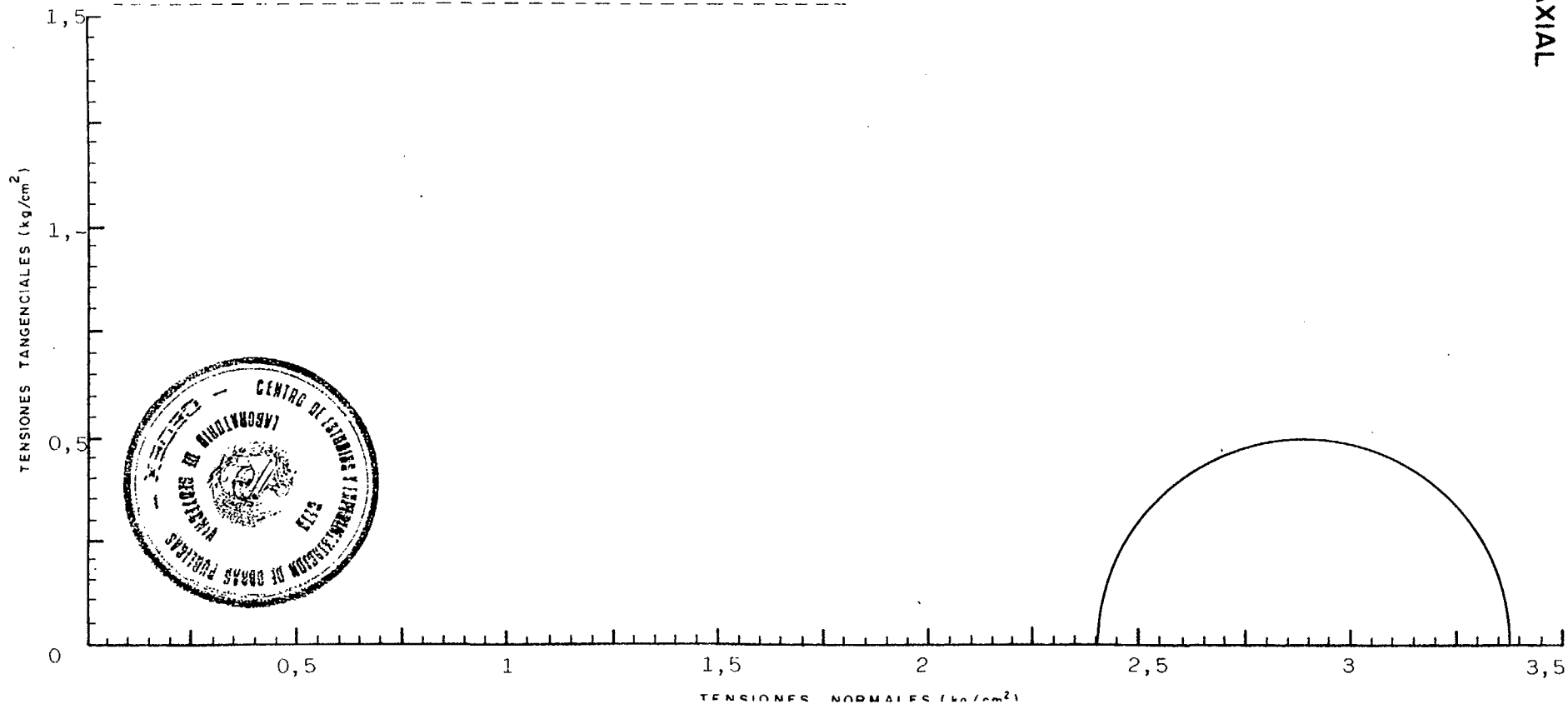
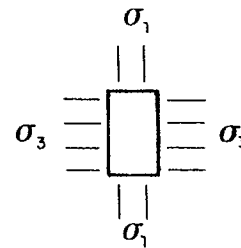
PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	0,650					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



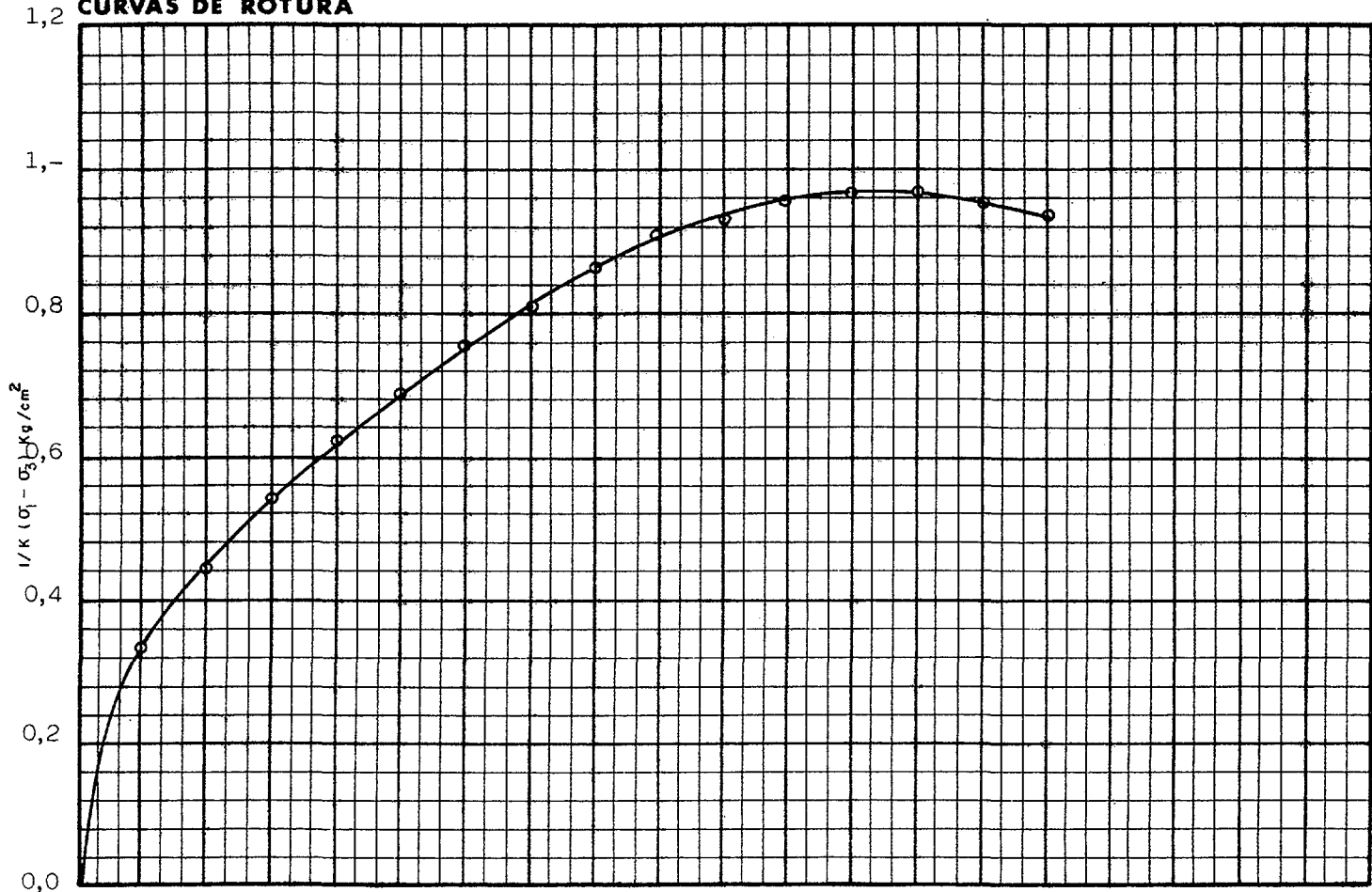
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CIRCULOS DE MOHRTipo de muestra Inalterada \varnothing 1½"Tipo de ensayo Sin consolidación previa y
rotura sin drenaje

PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	2.400				
% HUM INICIAL	50,9				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	1,17				
% DEFORMACION A LA ROTURA	13,-				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1				

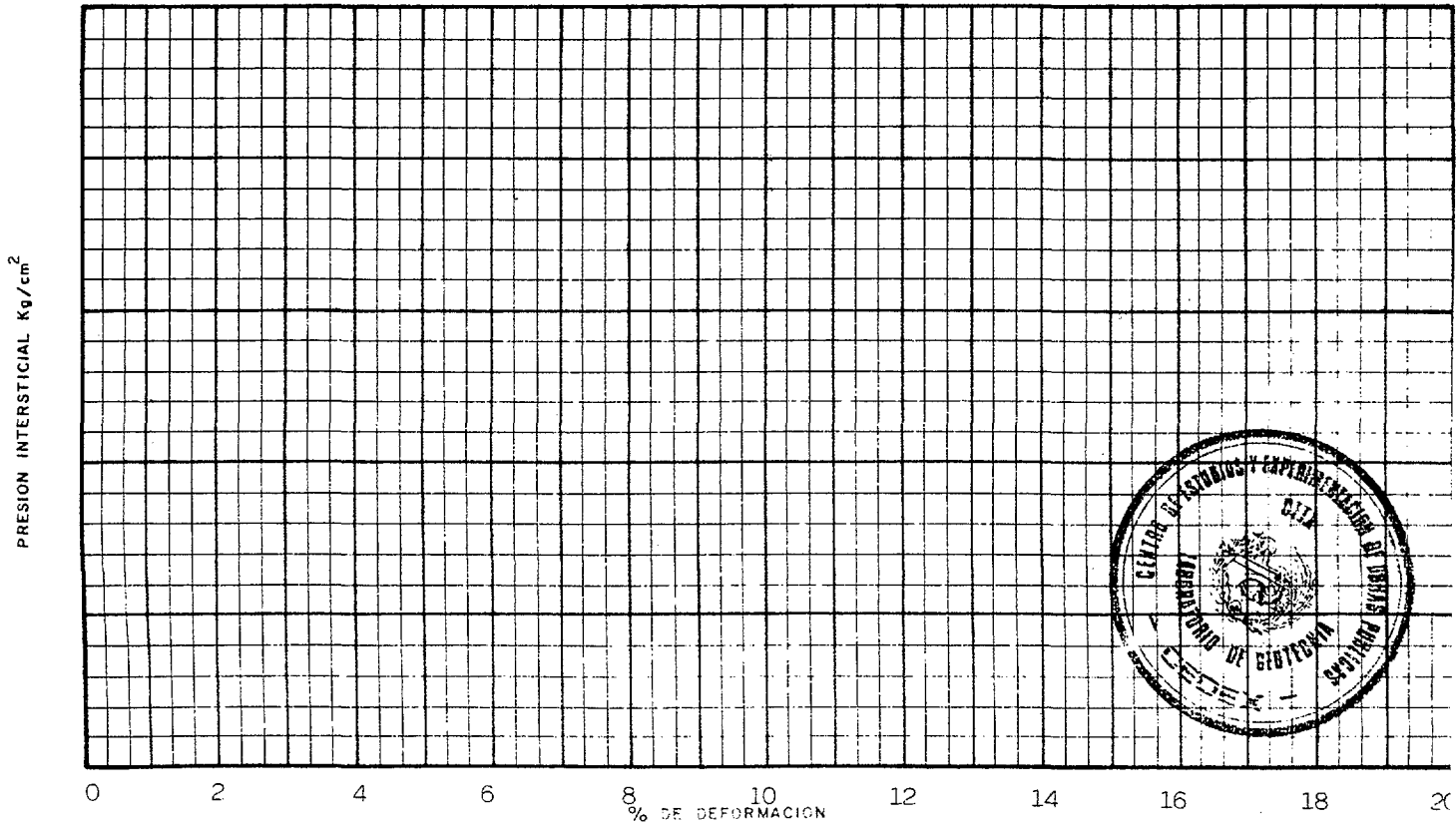
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I				
σ_3 Kg/cm ²	2.400				
VALORES DE K	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL

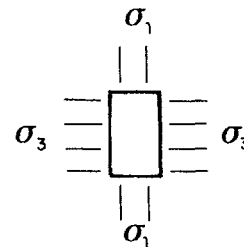


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

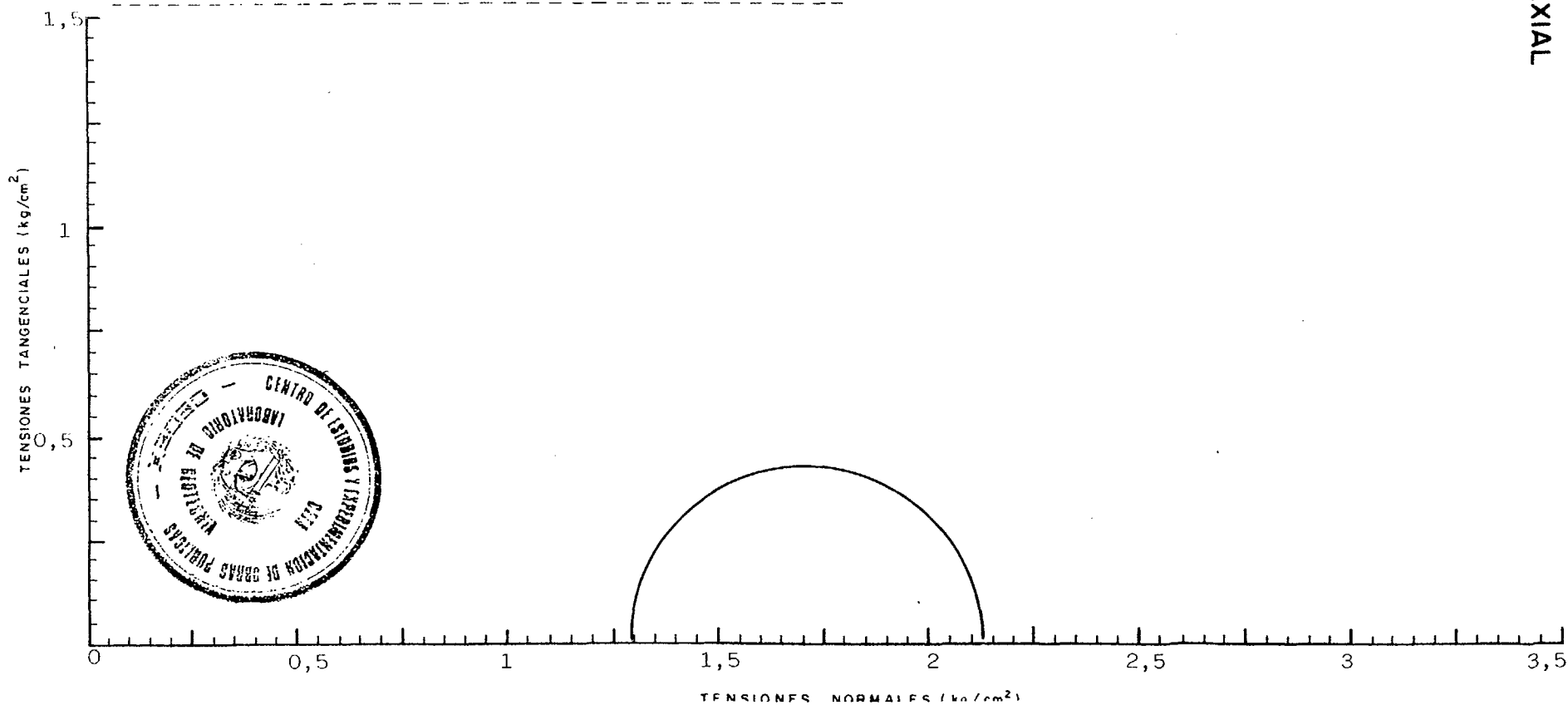
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4647

Tipo de muestra Inalterada ϕ : 1½
Tipo de ensayo Sin consolidación previa y rotura sin drenaje



PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	1,300				
% HUM INICIAL	55,1				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	1,14				
% DEFORMACION A LA ROTURA	10				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF	1				



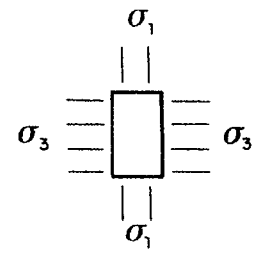
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I				
σ_3 Kg/cm ²	1,300				
VALORES DE K	1				

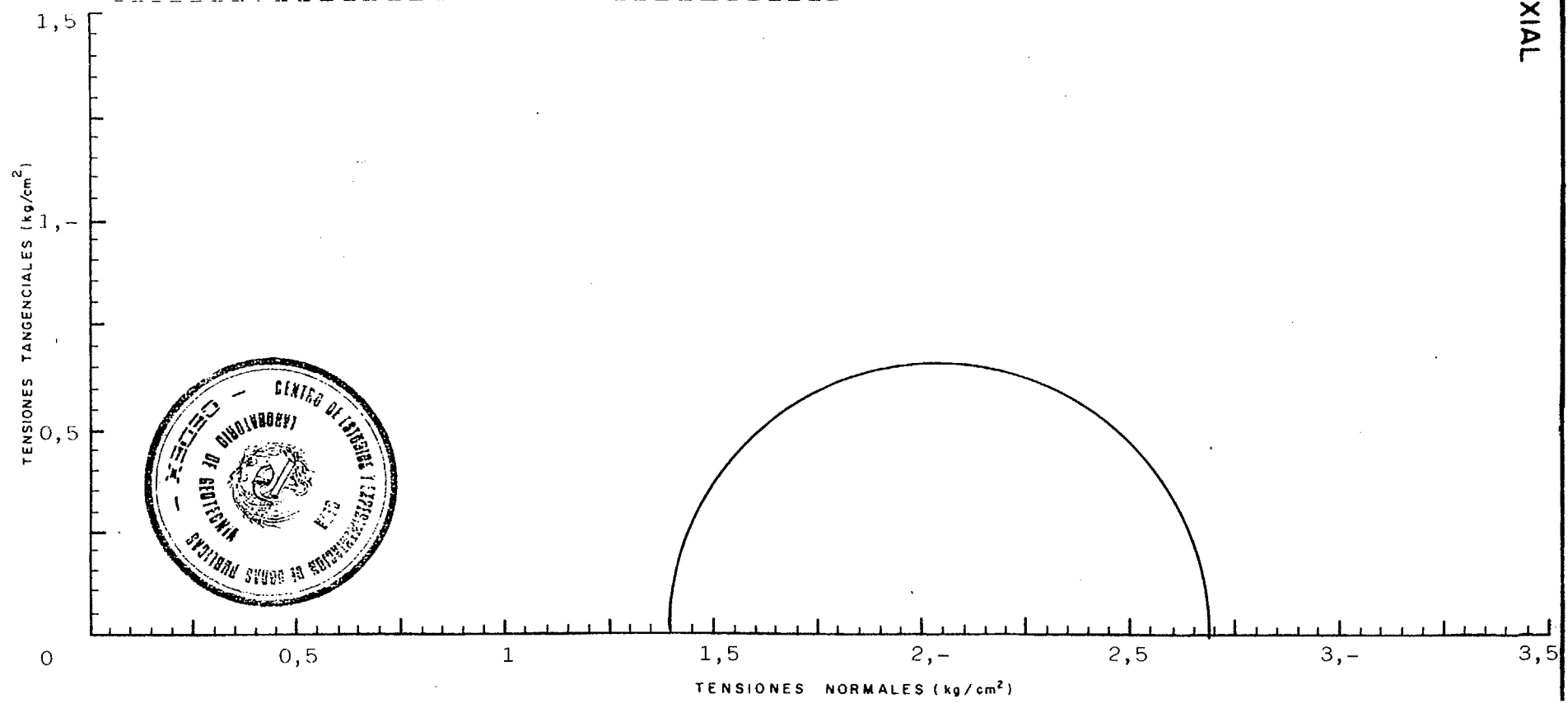
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO MUESTRA Nº 4649

Tipo de muestra Inalterada $\varnothing 1\frac{1}{2}$ "
Tipo de ensayo Sin consolidación previa y
rotura sin drenaje



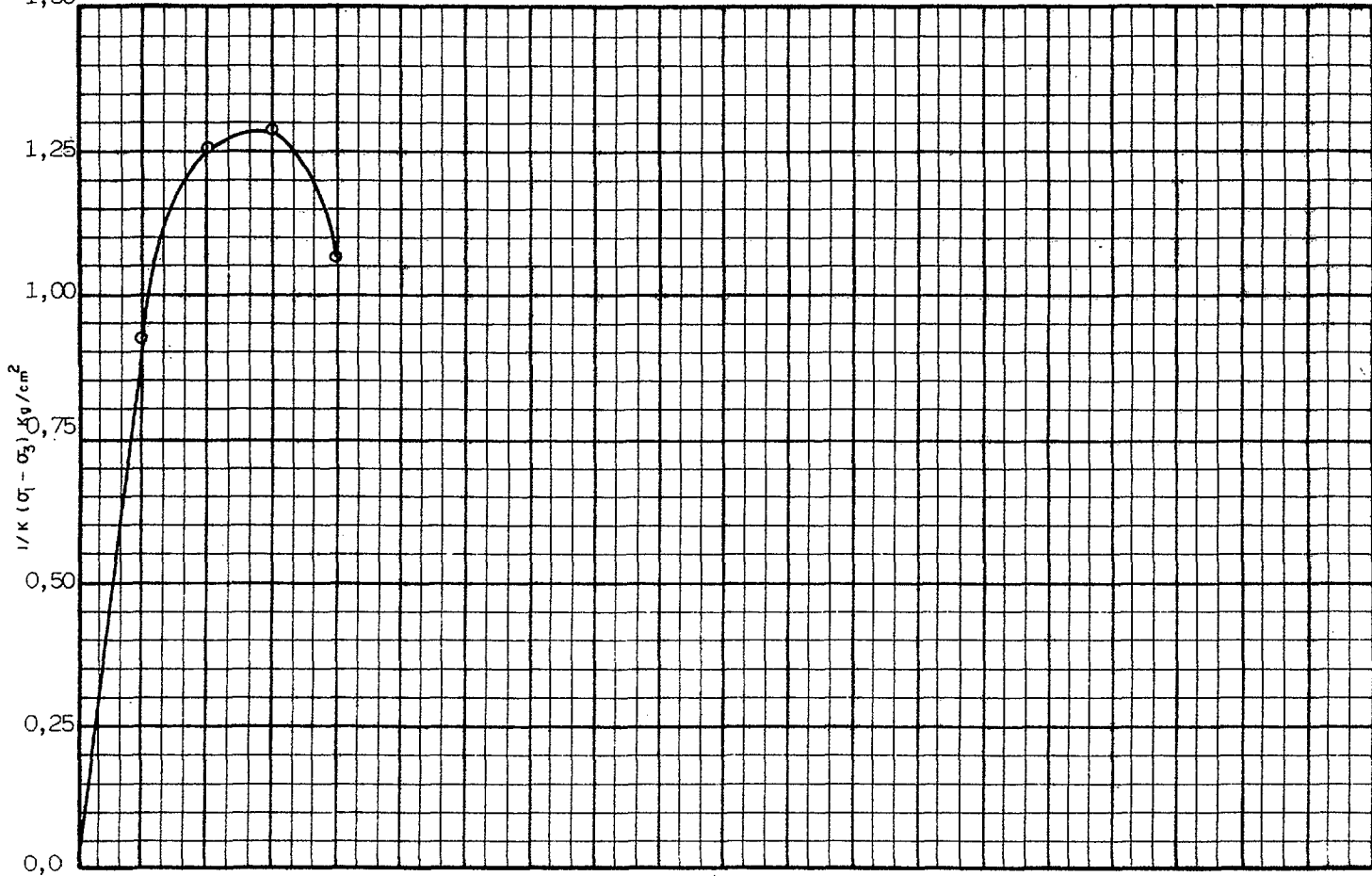
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	1.400				
% HUM INICIAL	84,5				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	0,85				
% DEFORMACION A LA ROTURA	3,-				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1,-				



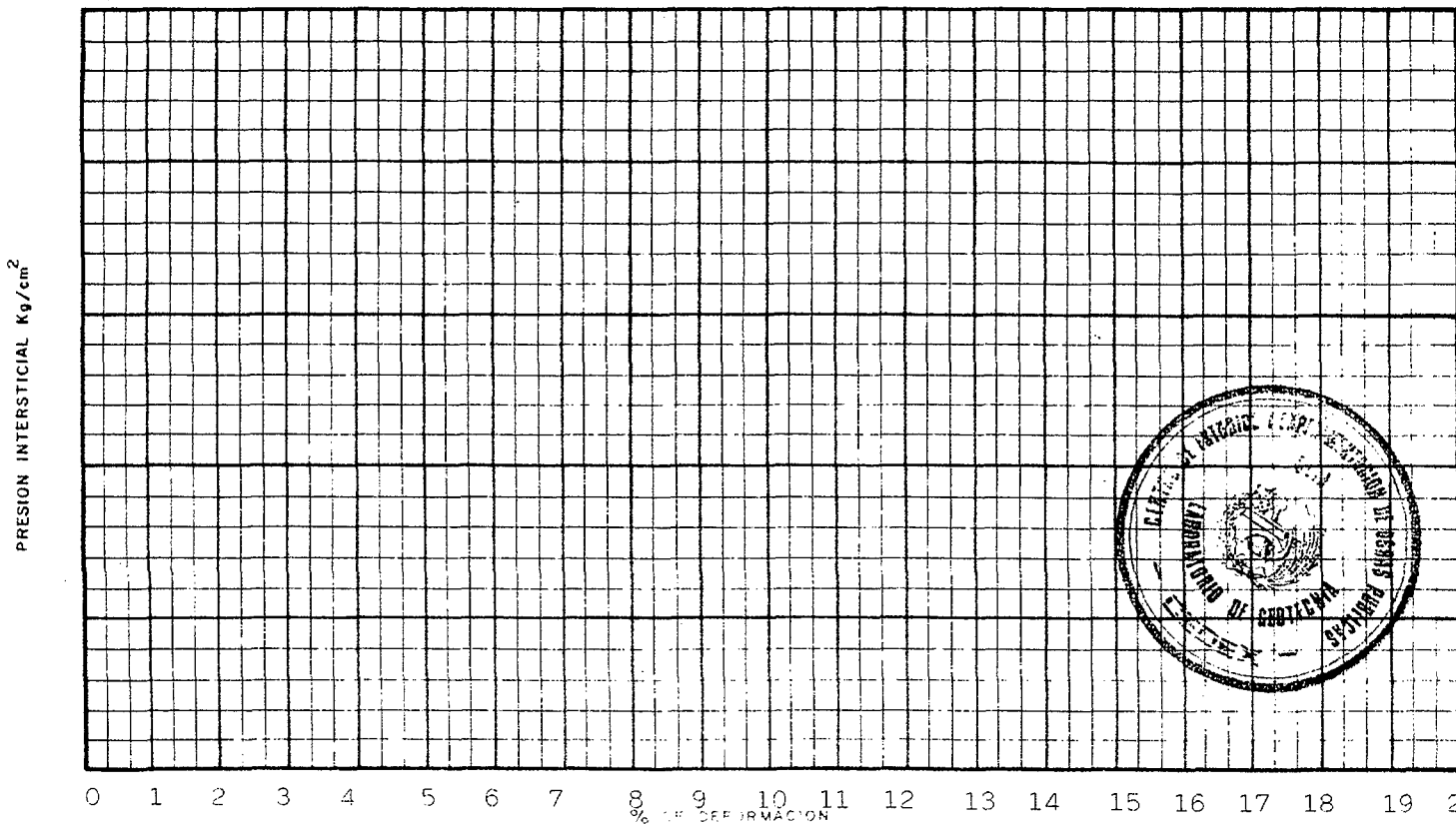
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	1.400					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



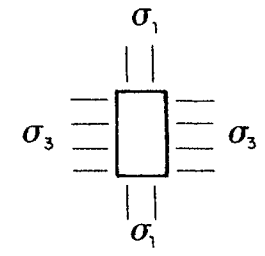
CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



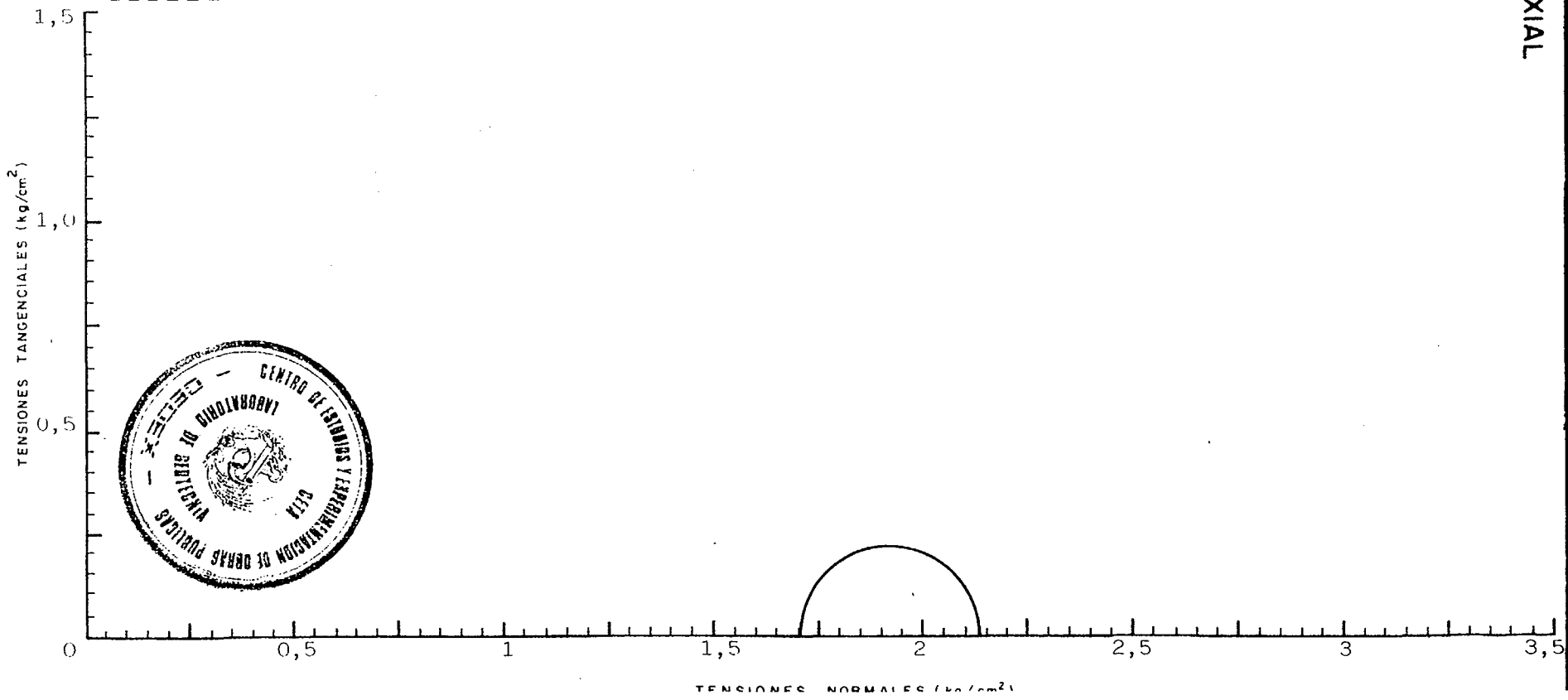
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO MUESTRA Nº 4652

Tipo de muestra Inalterada ϕ : 1½"
 Tipo de ensayo Sin consolidación previa y rotura sin drenaje



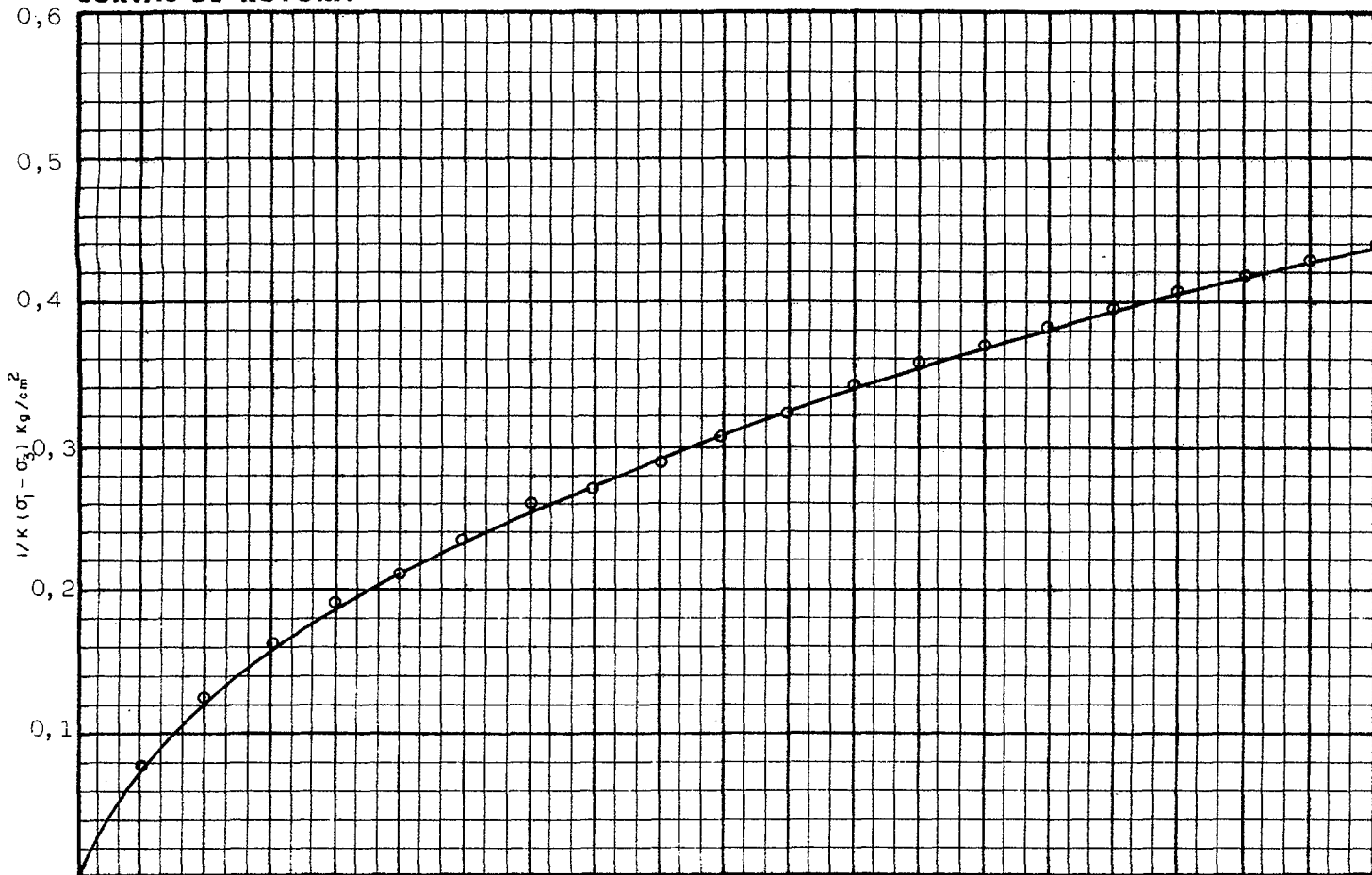
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	1,7				
% HUM INICIAL	57,6				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	10,8				
% DEFORMACION A LA ROTURA	20				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF	1				



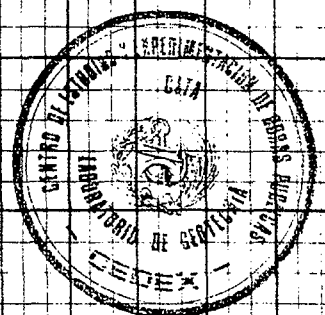
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	1,700					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

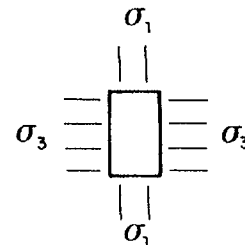
TRABAJO Nº 6875

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

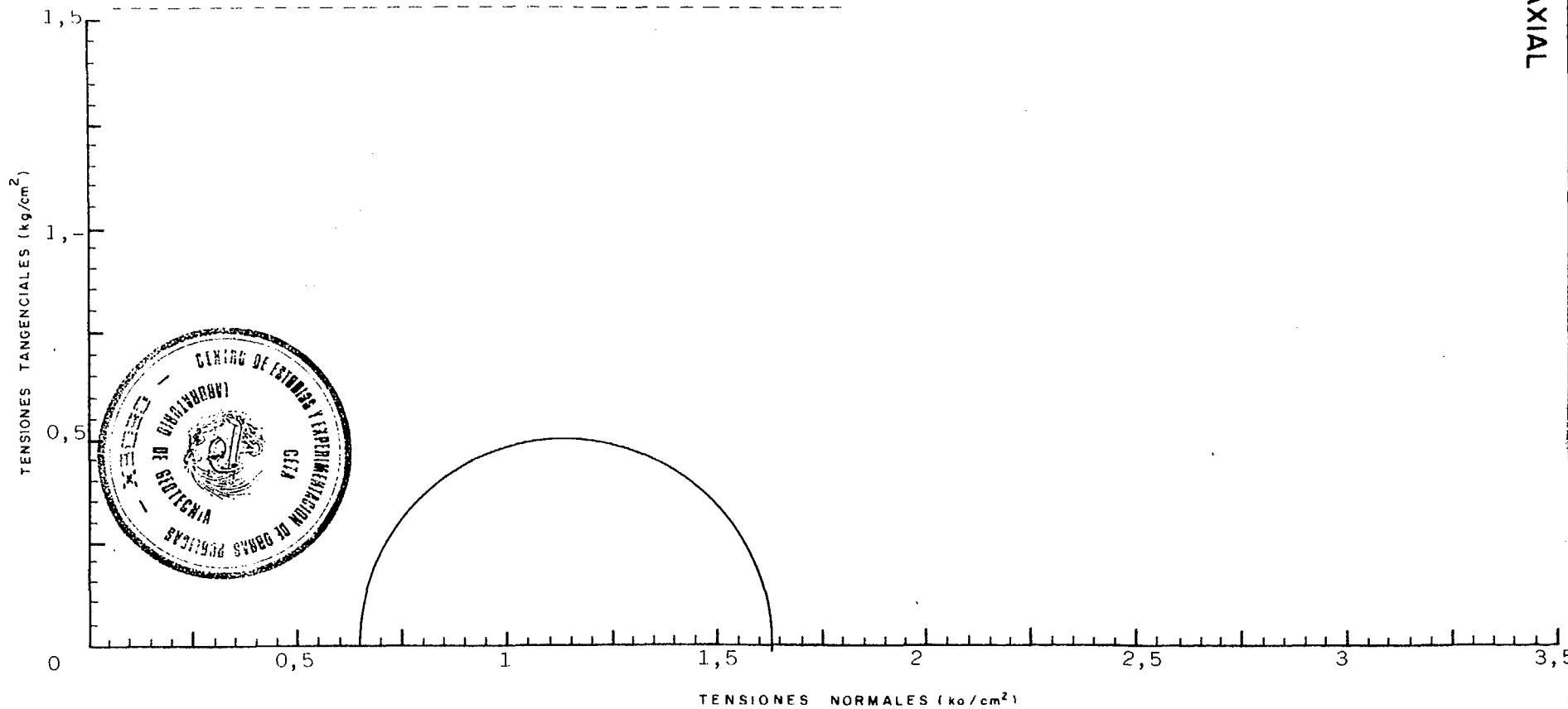
MUESTRA Nº 4699

Tipo de muestra Inalterada \varnothing 1½"

Tipo de ensayo Sin consolidación previa y
rotura sin drenaje



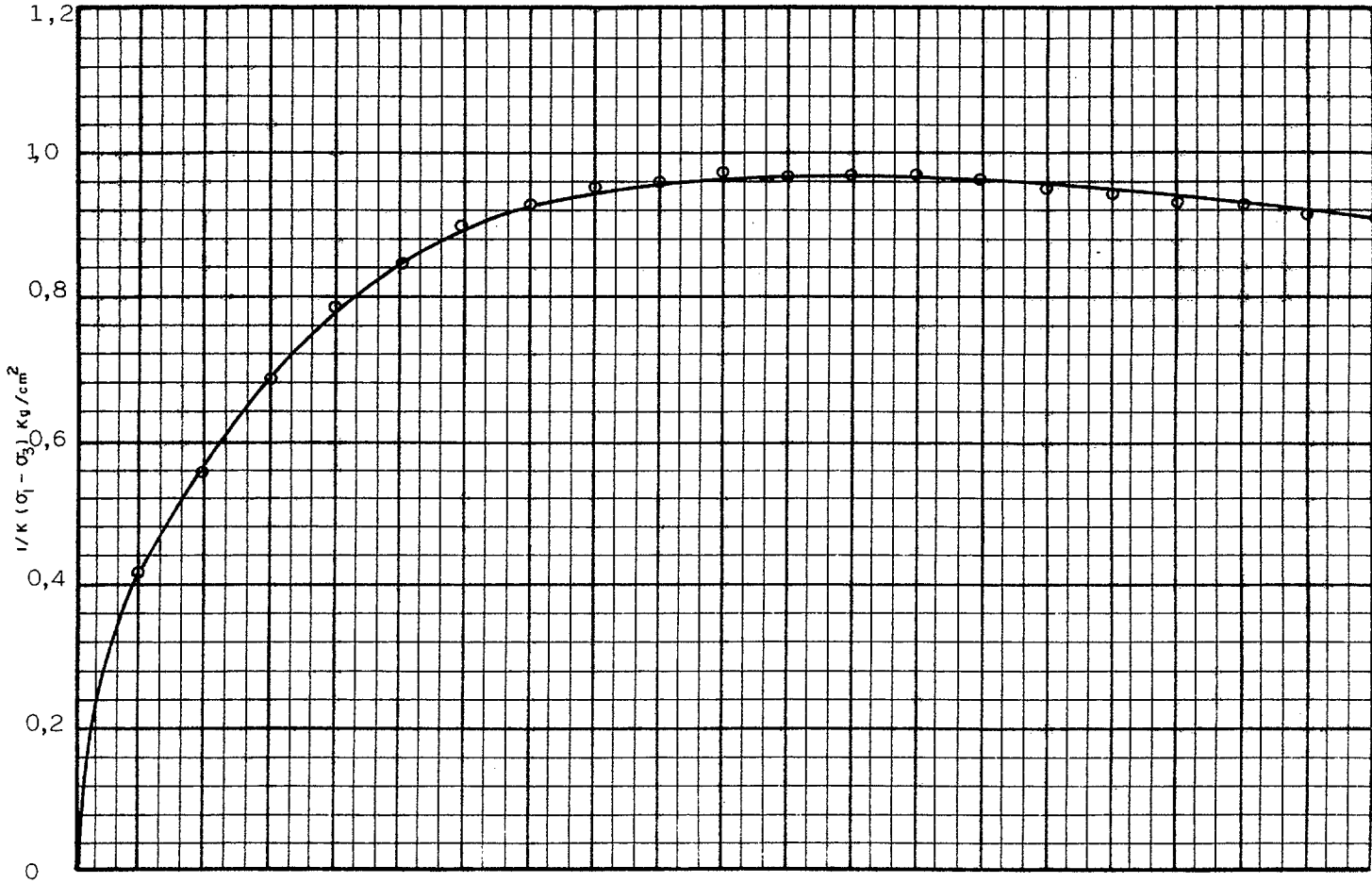
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	0,650				
% HUM INICIAL	57,4				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	1,07				
% DEFORMACION A LA ROTURA	10,-				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1				



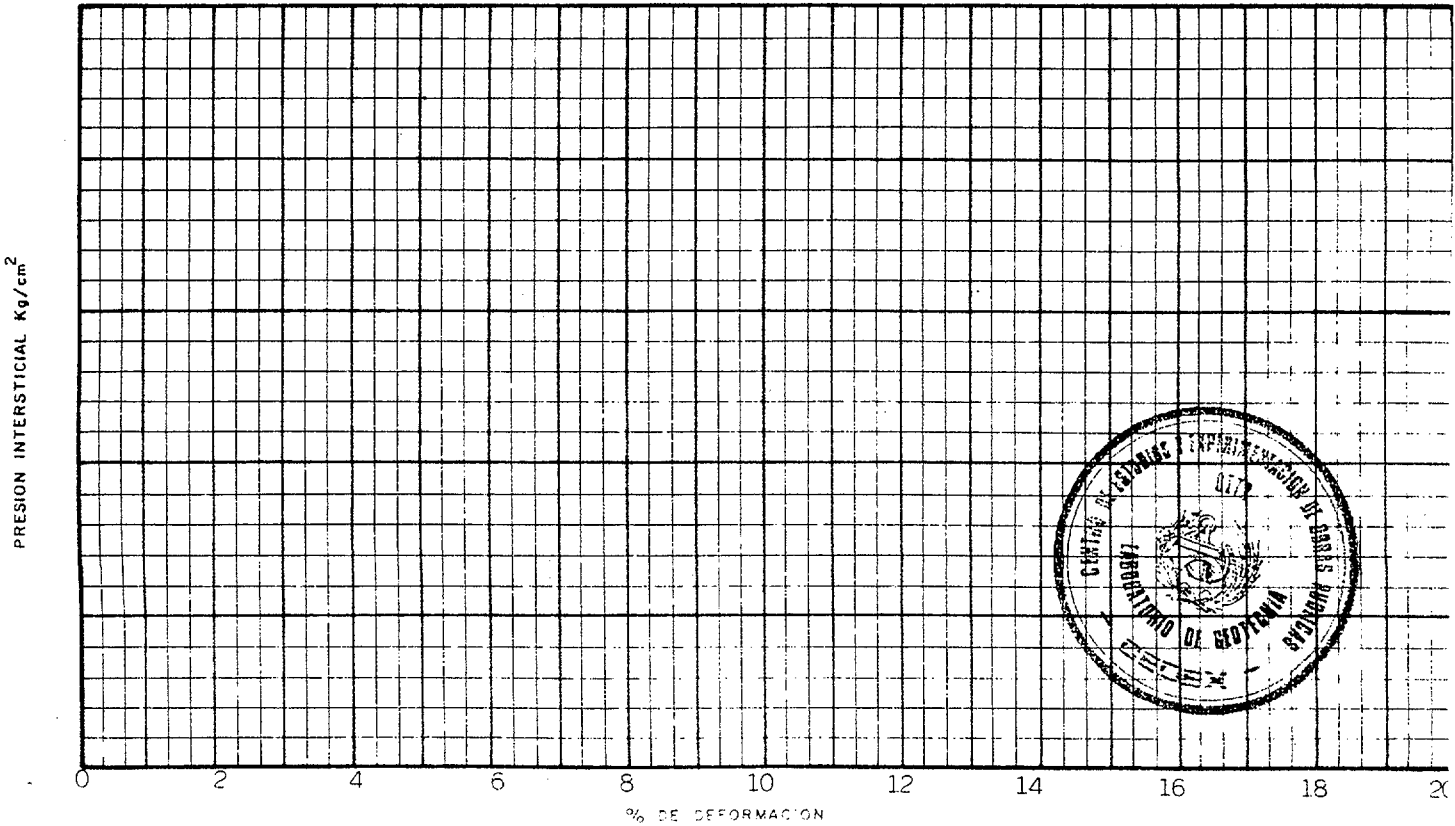
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	0,650					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



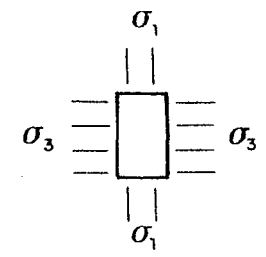
CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



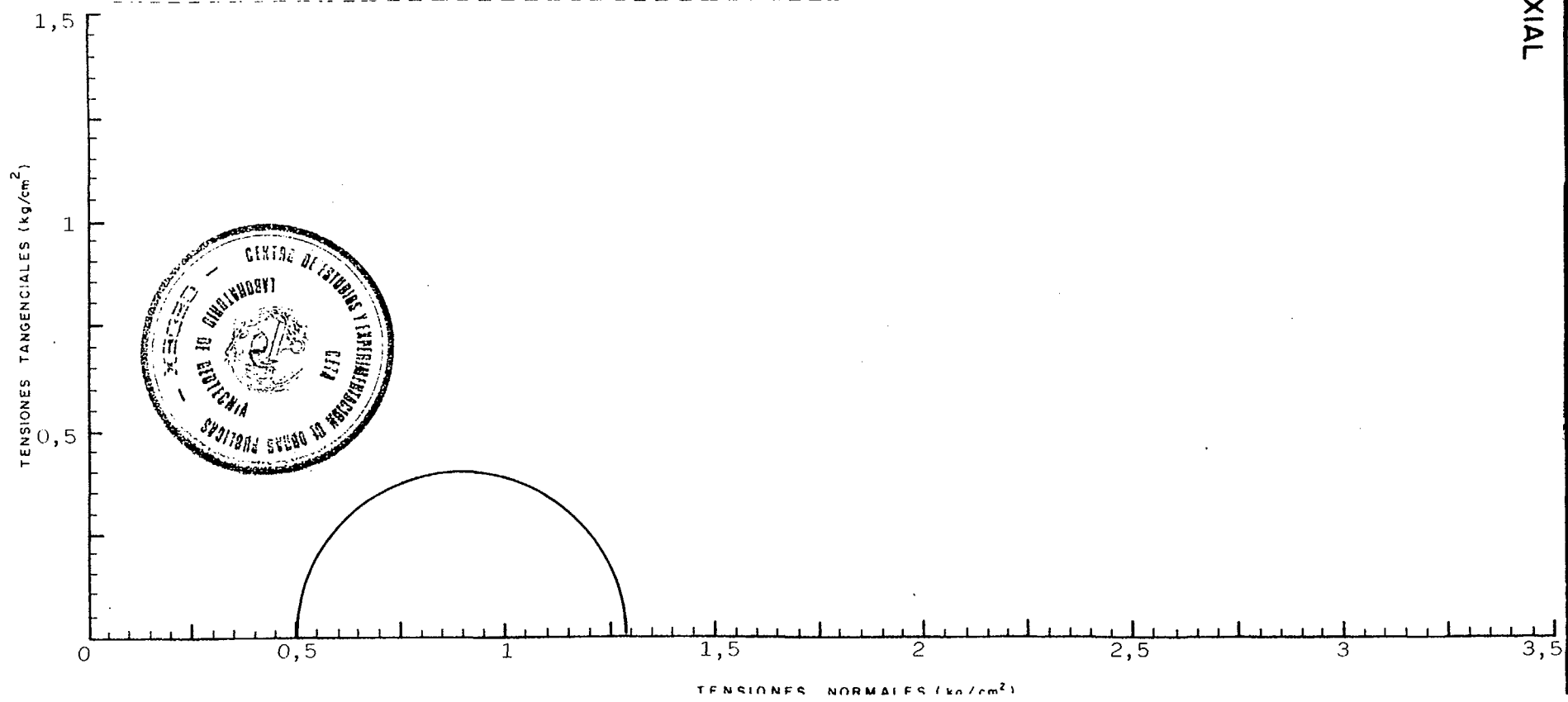
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO MUESTRA Nº 4860

Tipo de muestra Inalterada $\phi : 1\frac{1}{2}$
 Tipo de ensayo Sin consolidación previa, rotura sin drenaje



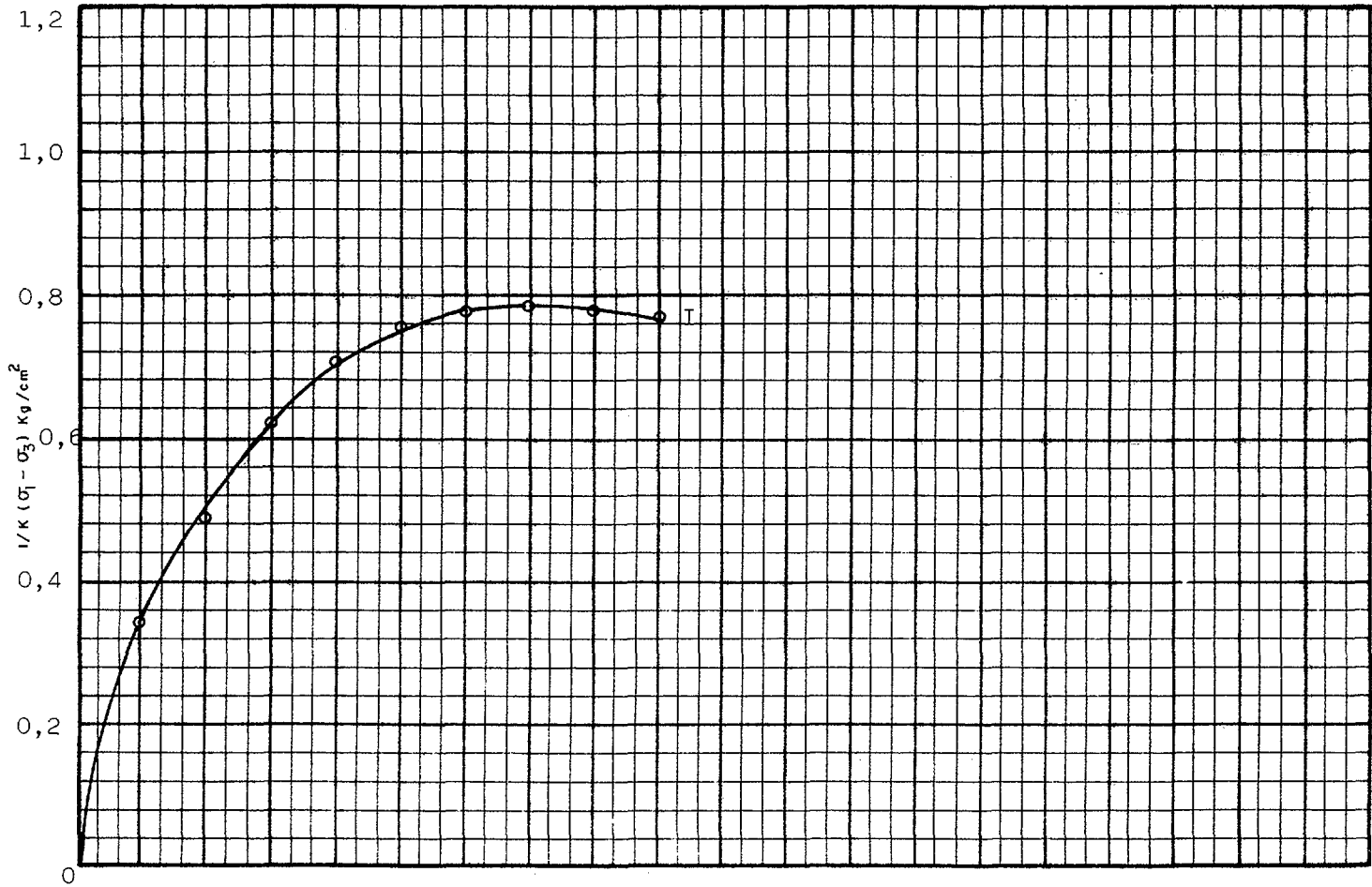
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	0,500				
% HUM INICIAL	77,1				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	0,90				
% DEFORMACION A LA ROTURA	7				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1				



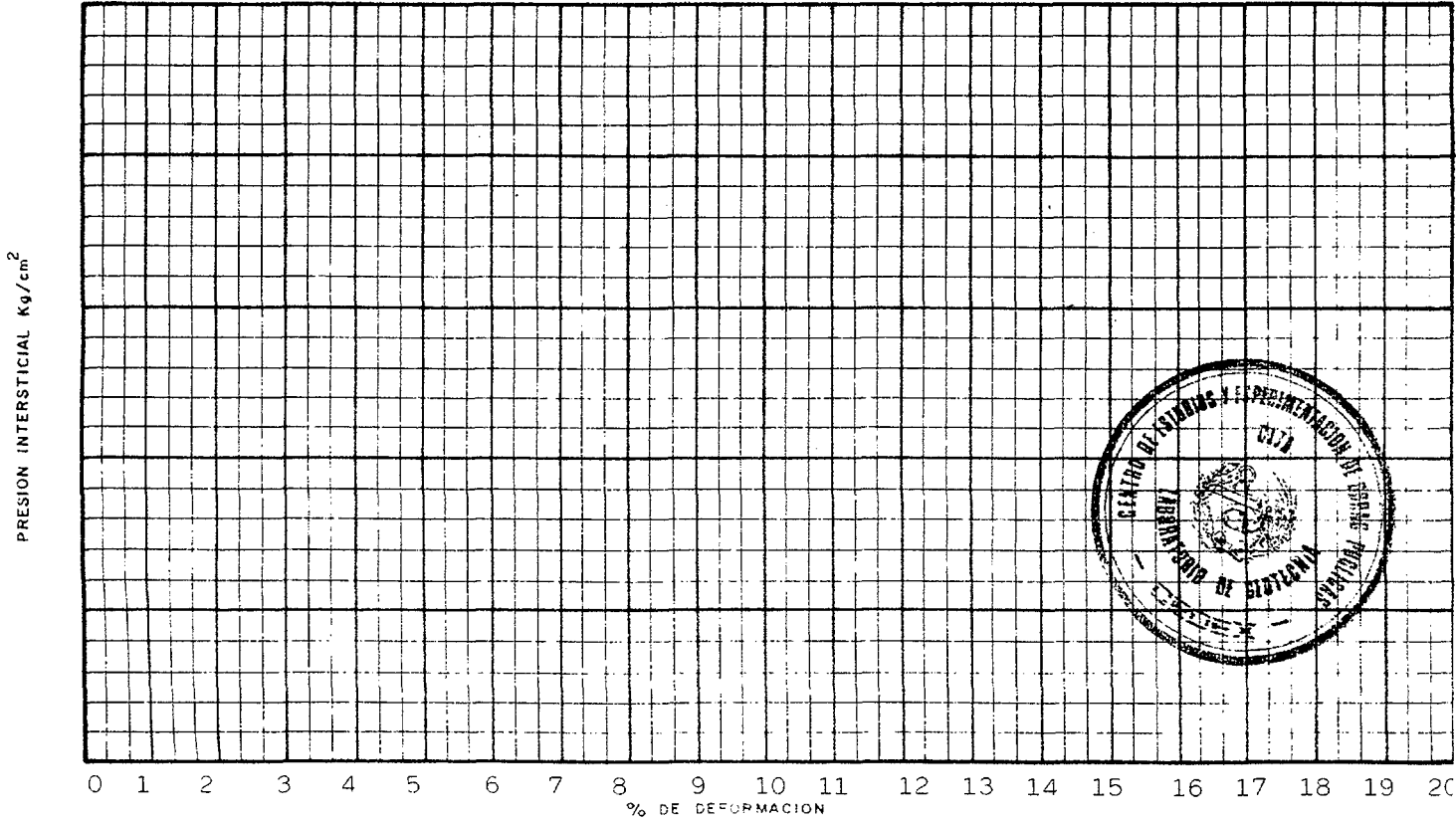
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I				
σ_3 Kg/cm ²	0,500				
VALORES DE K	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



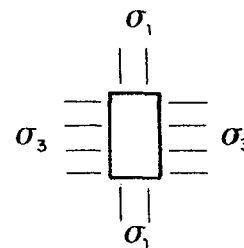
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

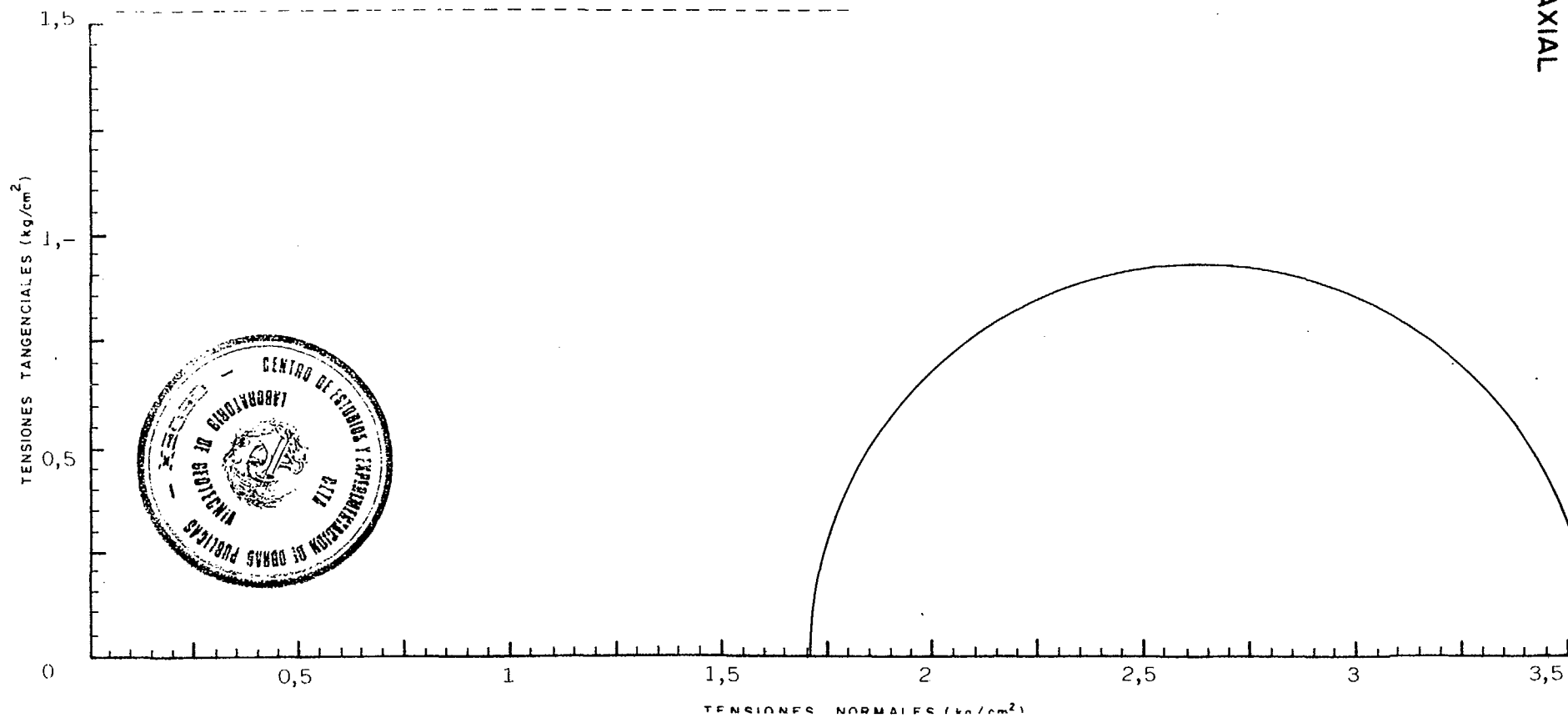
MUESTRA Nº 4711

Tipo de muestra Inalterada ϕ 1½"

Tipo de ensayo Sin consolidación previa y
rotura sin drenaje



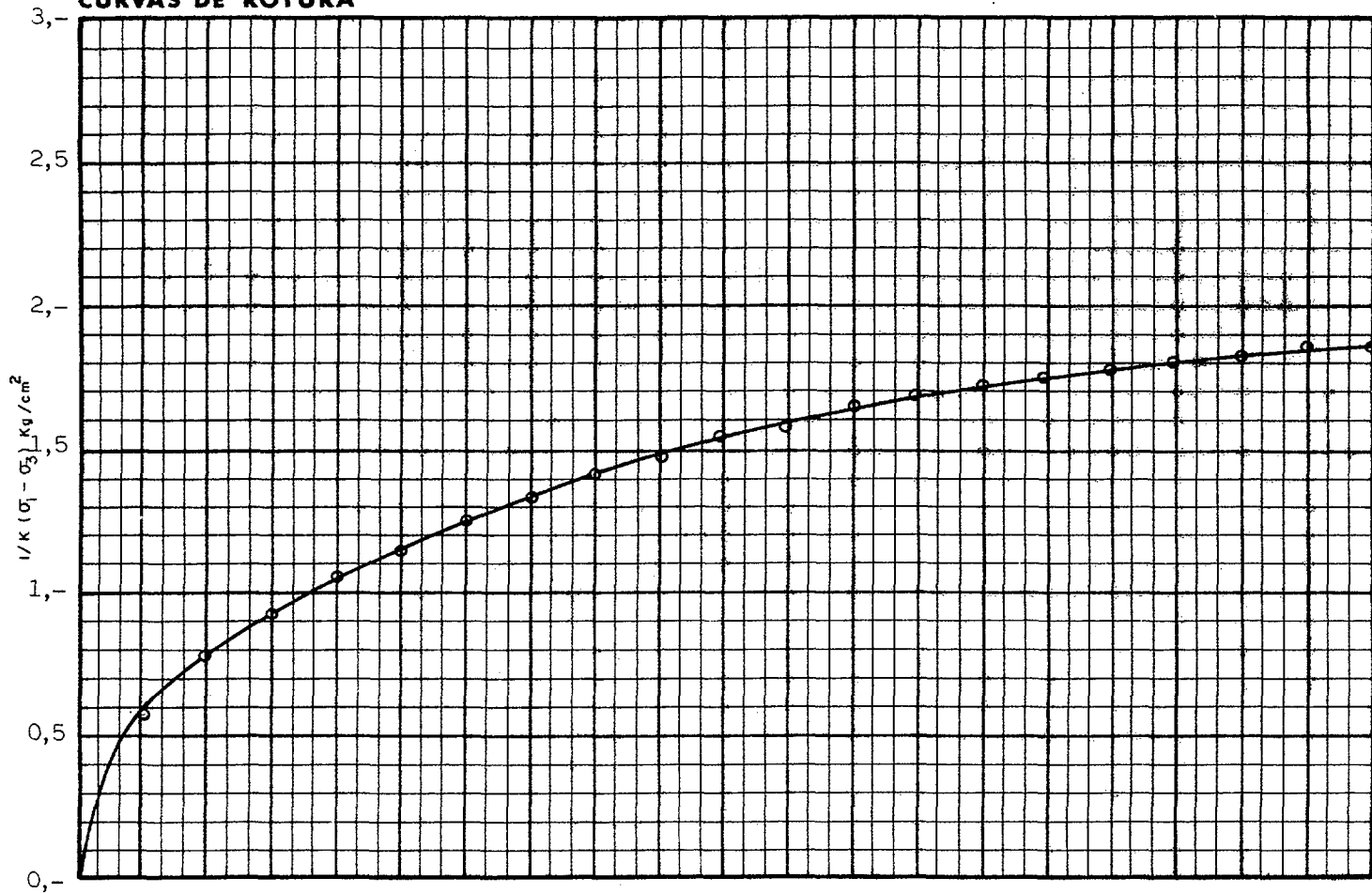
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	1,7				
% HUM INICIAL	25,5				
% HUM FINAL	-				
DENSIDAD SECA	1,58				
% DEFORMACION A LA ROTURA	20				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1				



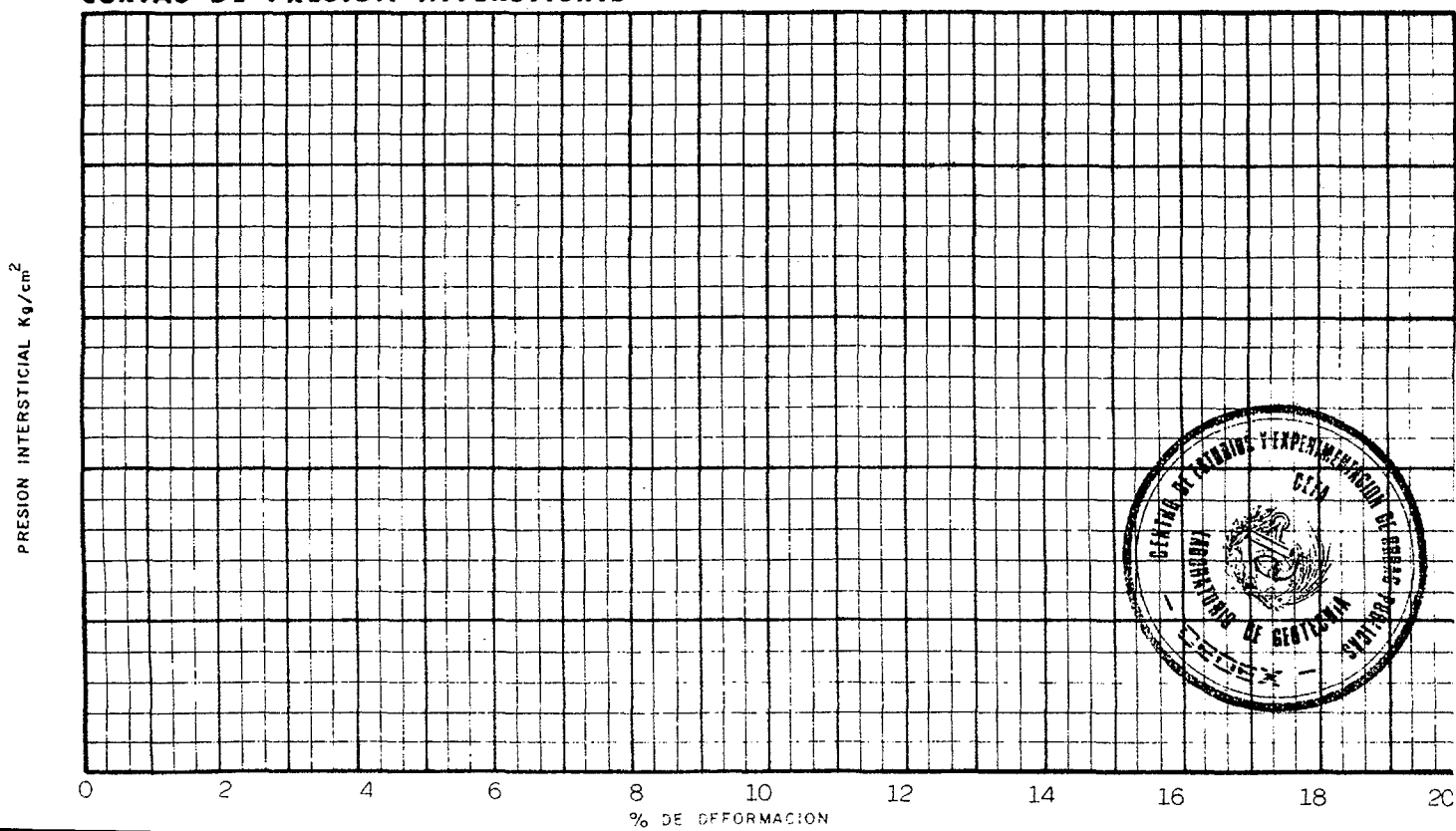
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	1.700					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



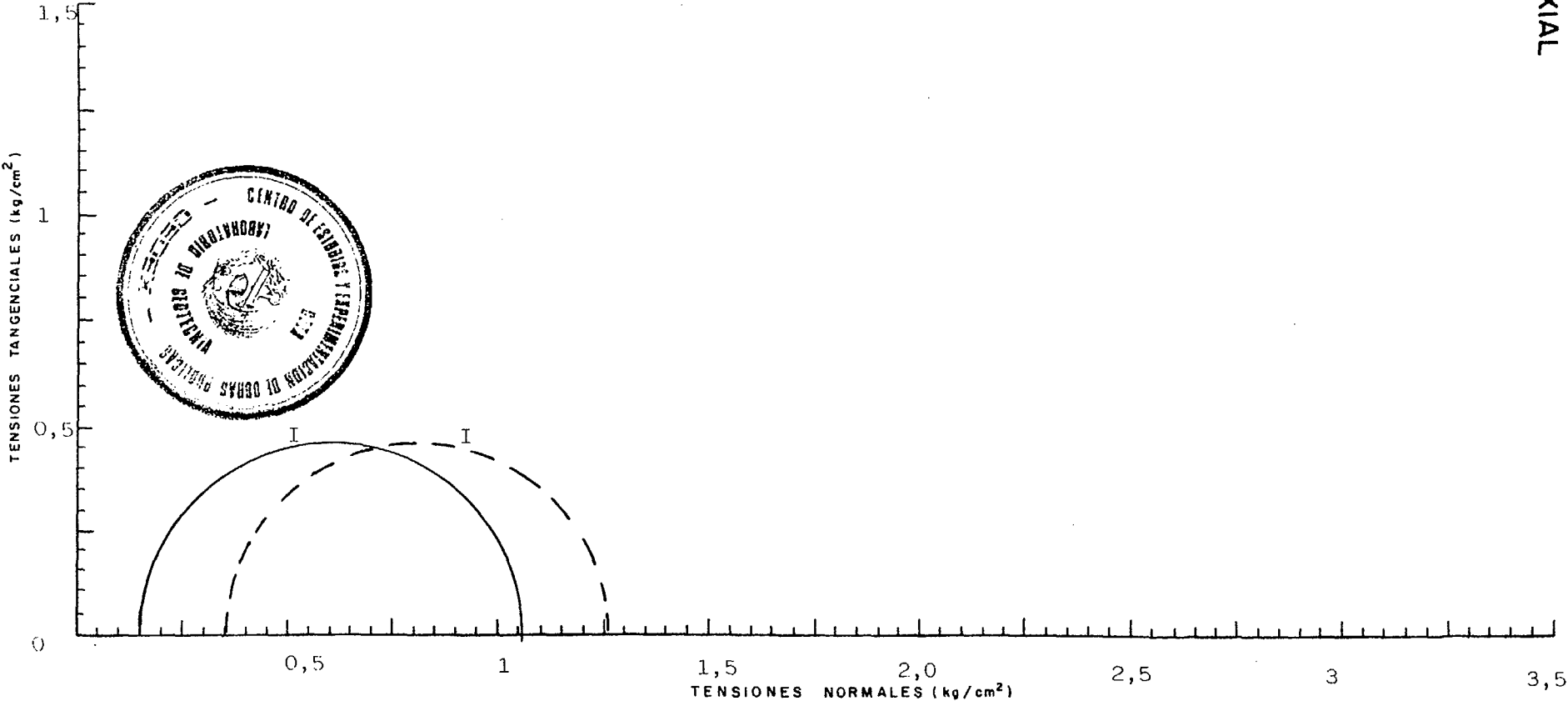
CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



**ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CON
CONSOLIDACIÓN PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE
Y MEDIDA DE PRESIONES INTERSTICIALES**

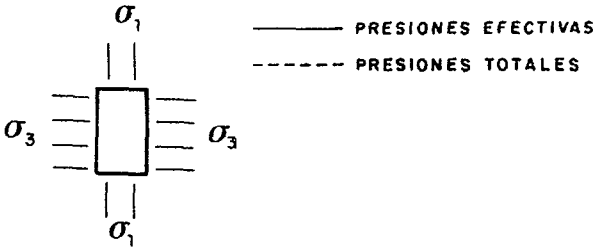
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	6,350				
% HUM. INICIAL	49,0				
% HUM. FINAL	49,5				
DENSIDAD SECA	1,21				
% DEFORMACION A LA ROTURA	9				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
 LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
 LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



Tipo de muestra Inalterada Ø 1½"

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES

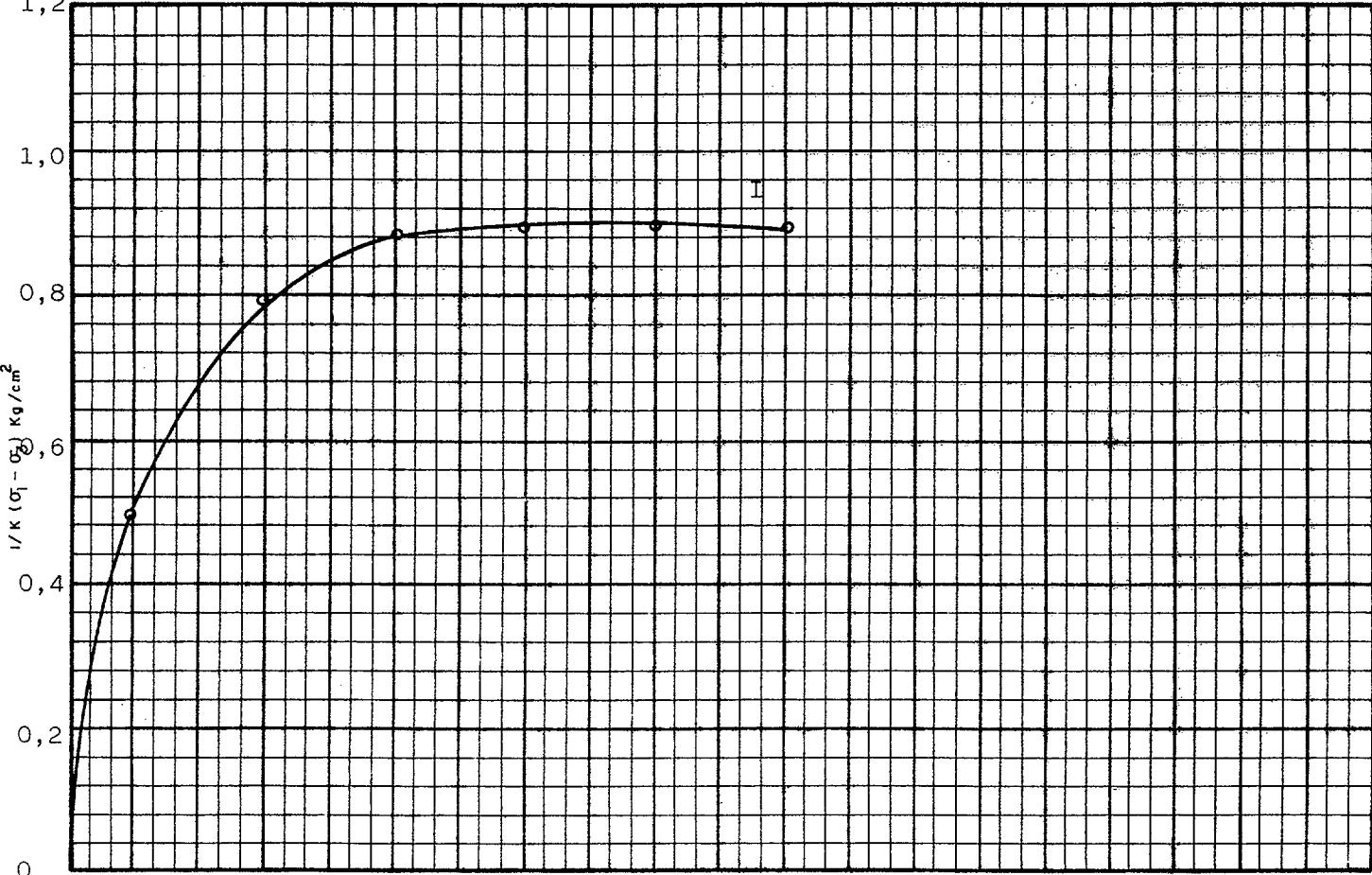


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
 CIRCULOS DE MOHR

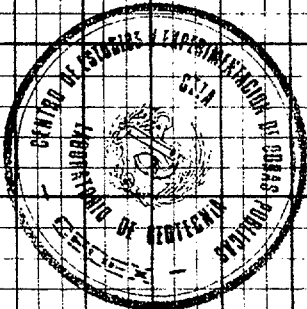
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	6,350					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA

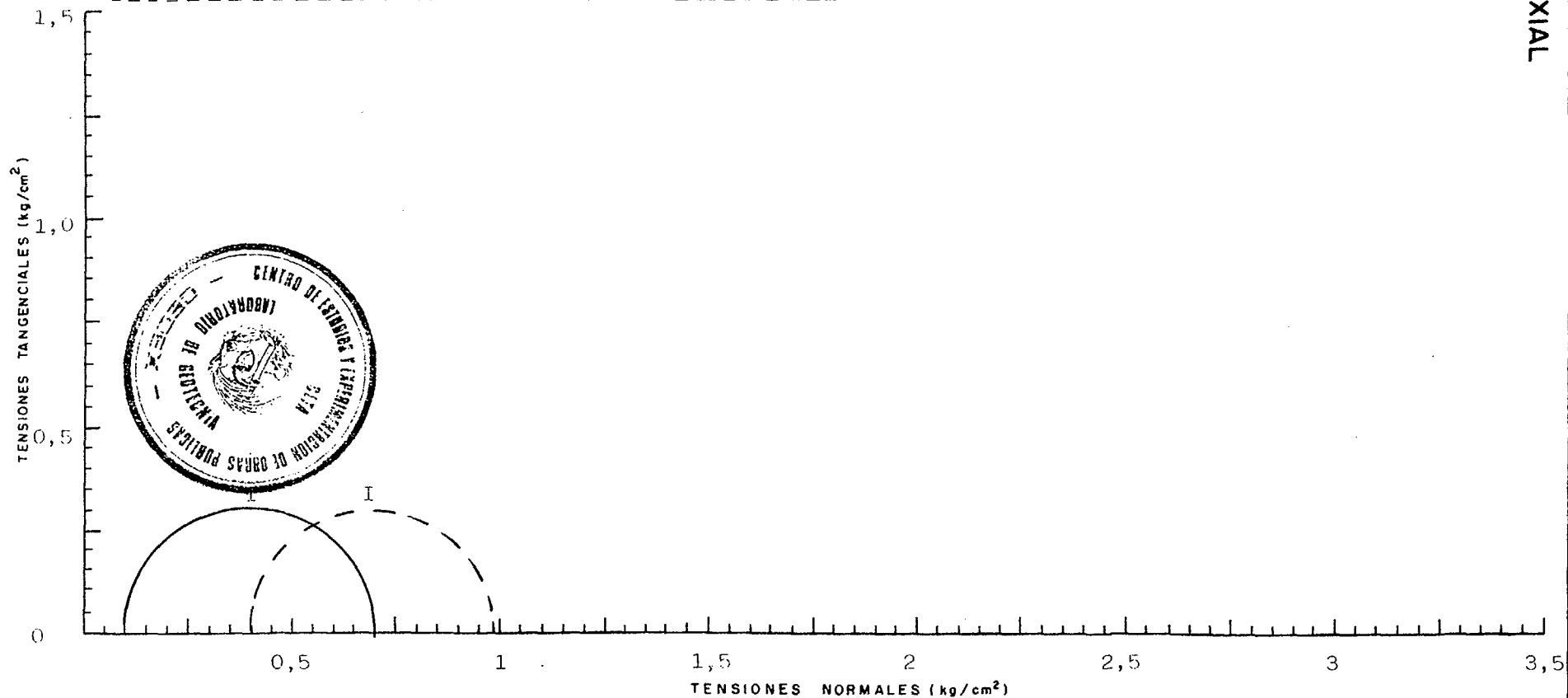


CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



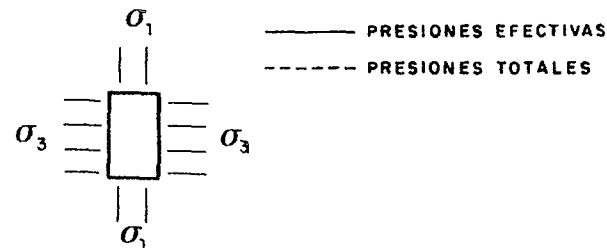
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	6,400				
% HUM. INICIAL	52,9				
% HUM. FINAL	47,7				
DENSIDAD SECA	1,10				
% DEFORMACION A LA ROTURA	15				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
 LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
 LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



Tipo de muestra Inalterada ϕ 1½"

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

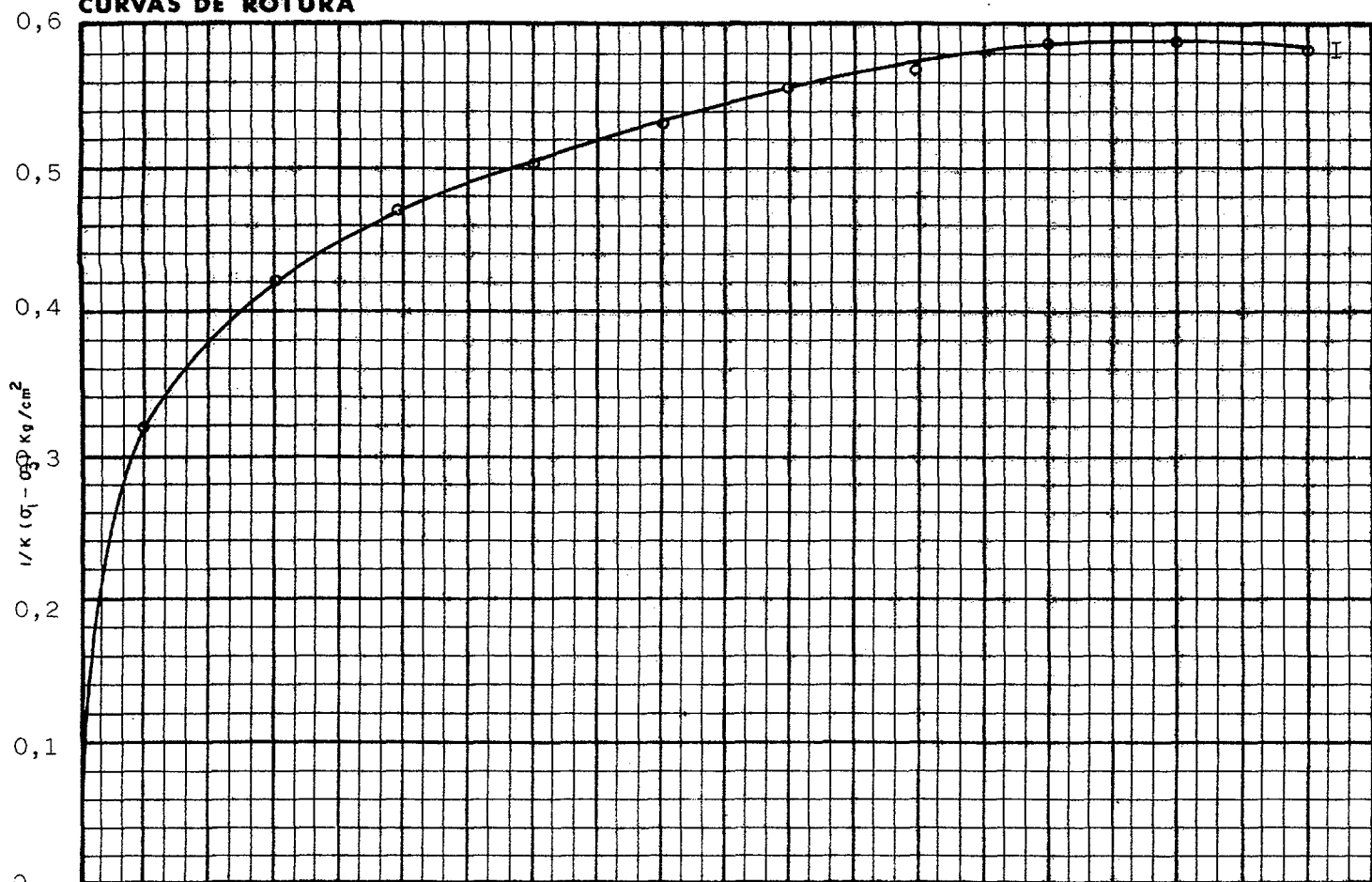
DENOMINACION ESTERILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4929

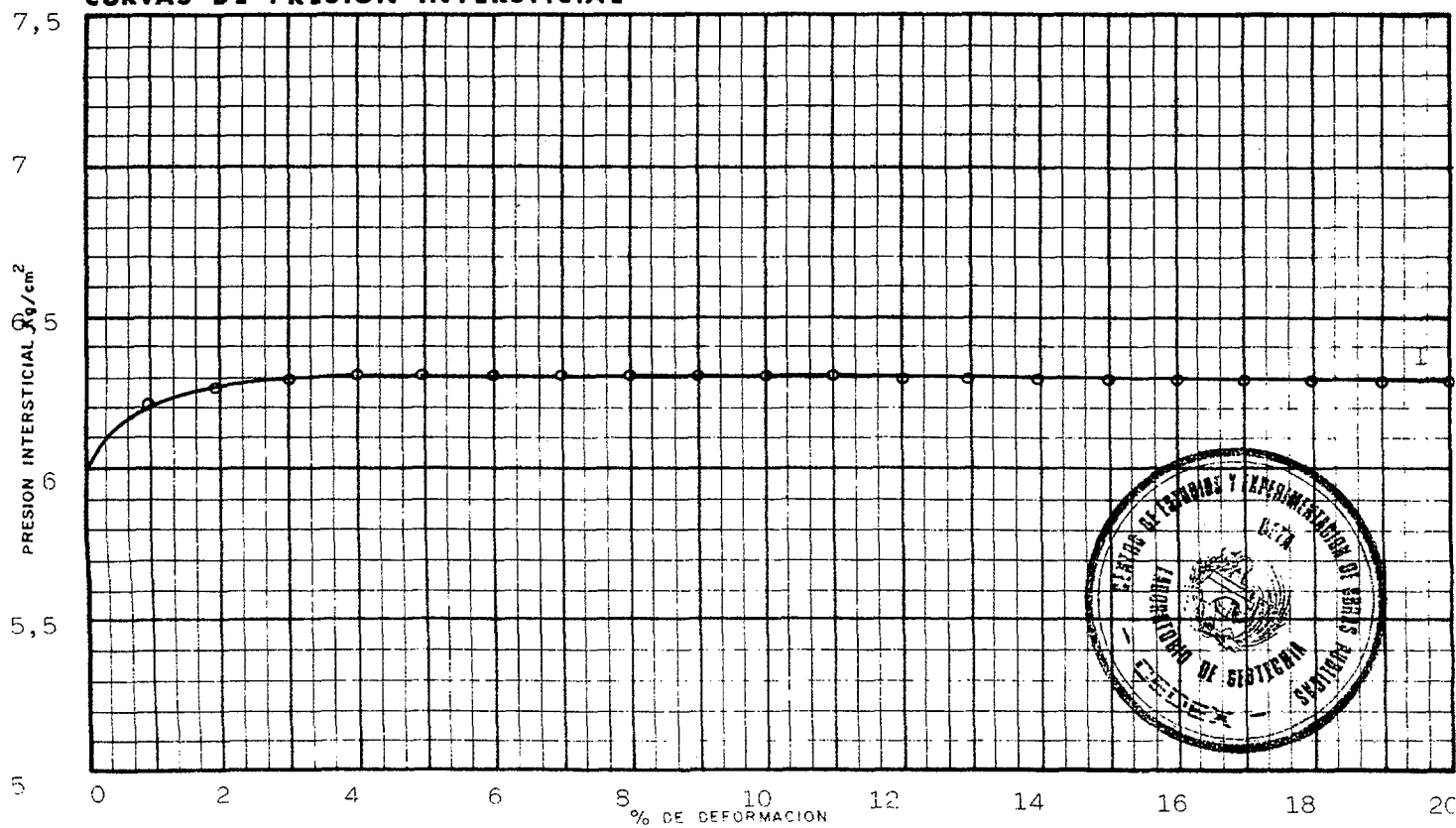
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	6,400					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA

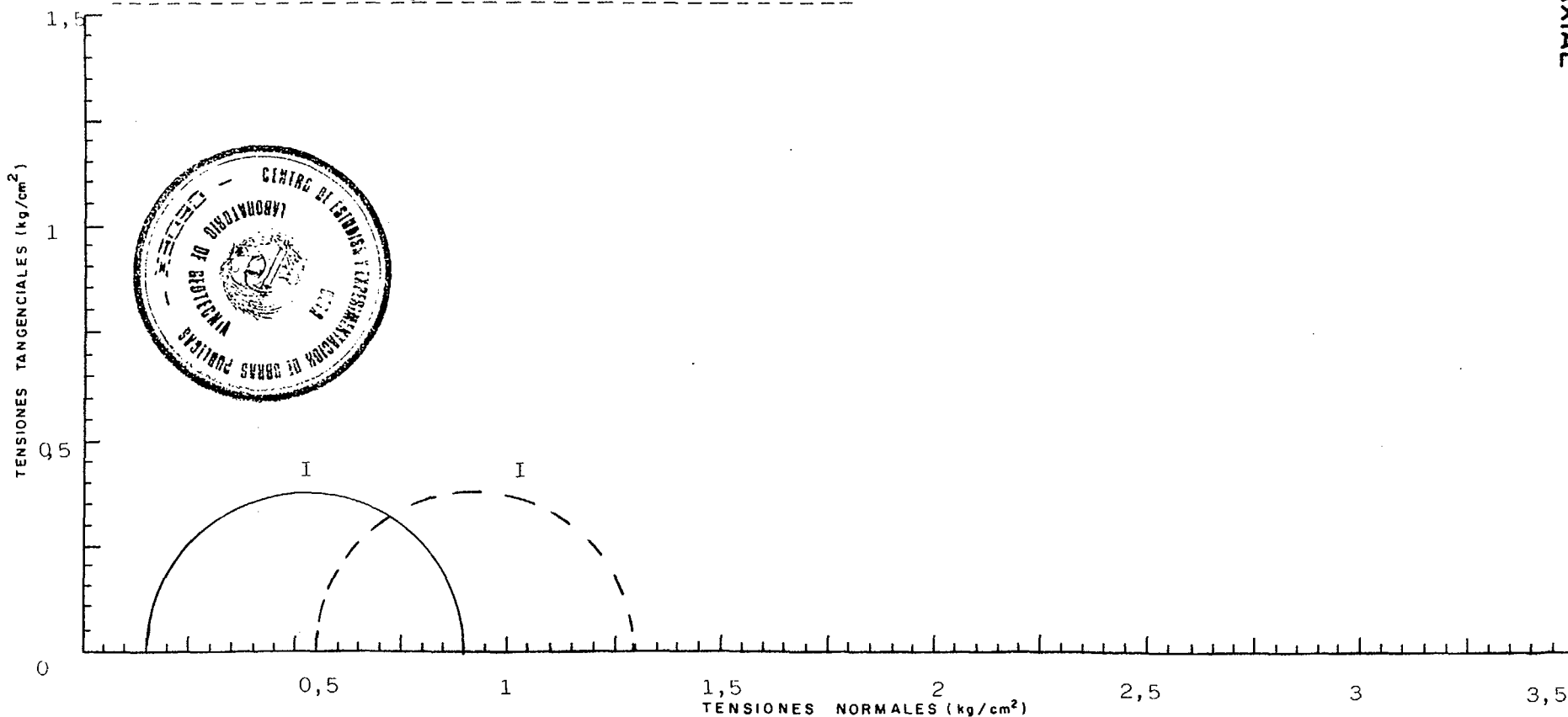


CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



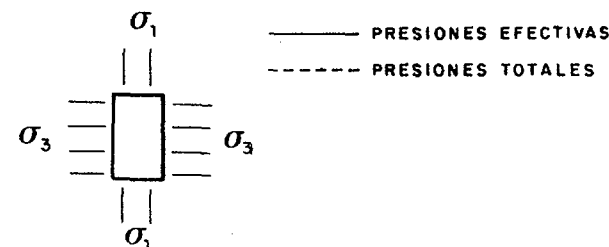
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	6,550				
% HUM. INICIAL	59,4				
% HUM. FINAL	57,8				
DENSIDAD SECA	1,07				
% DEFORMACION A LA ROTURA	5				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
 LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
 LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



Tipo de muestra Inalterada Ø 1½"

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
 CIRCULOS DE MOHR

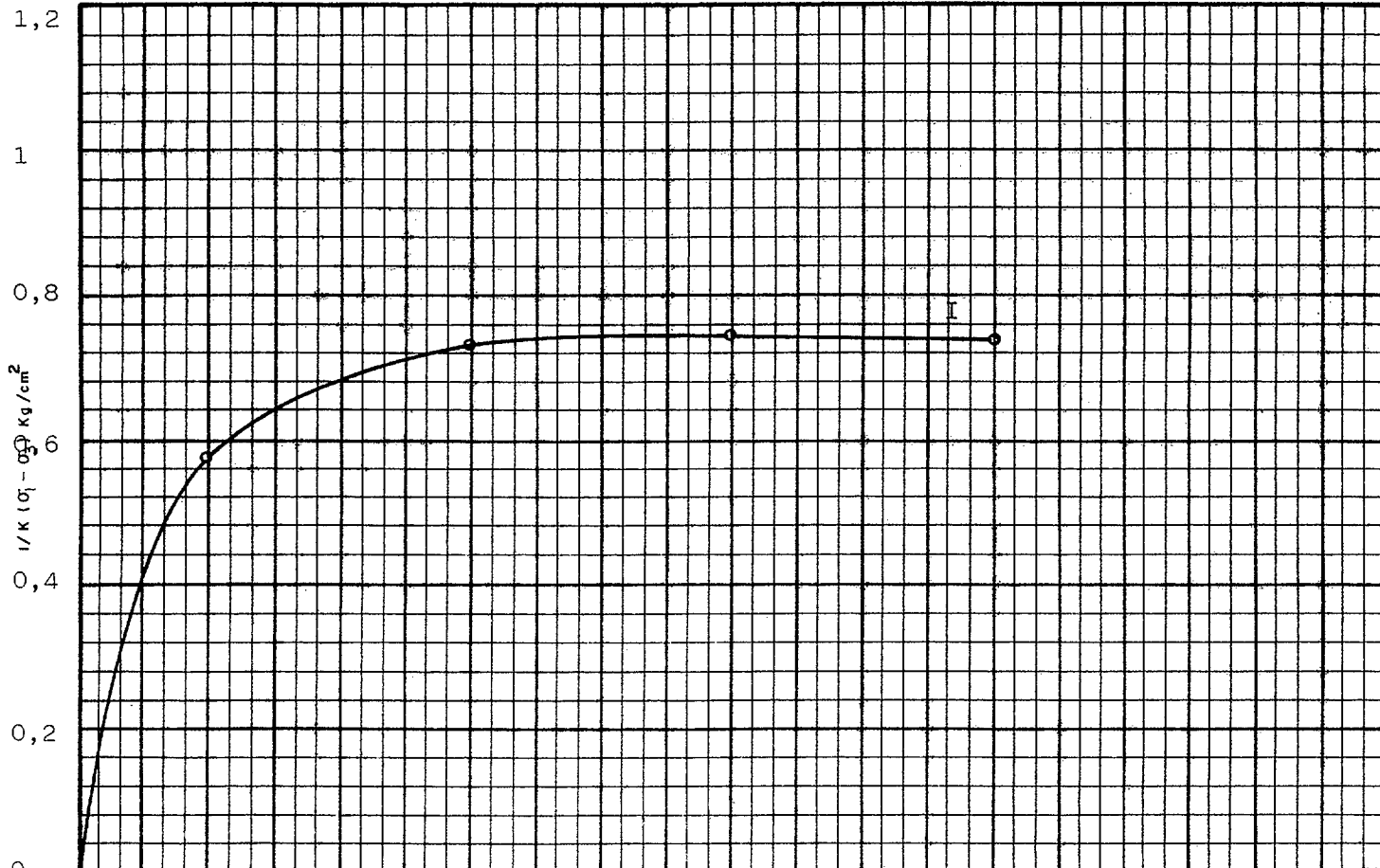
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº4931.....

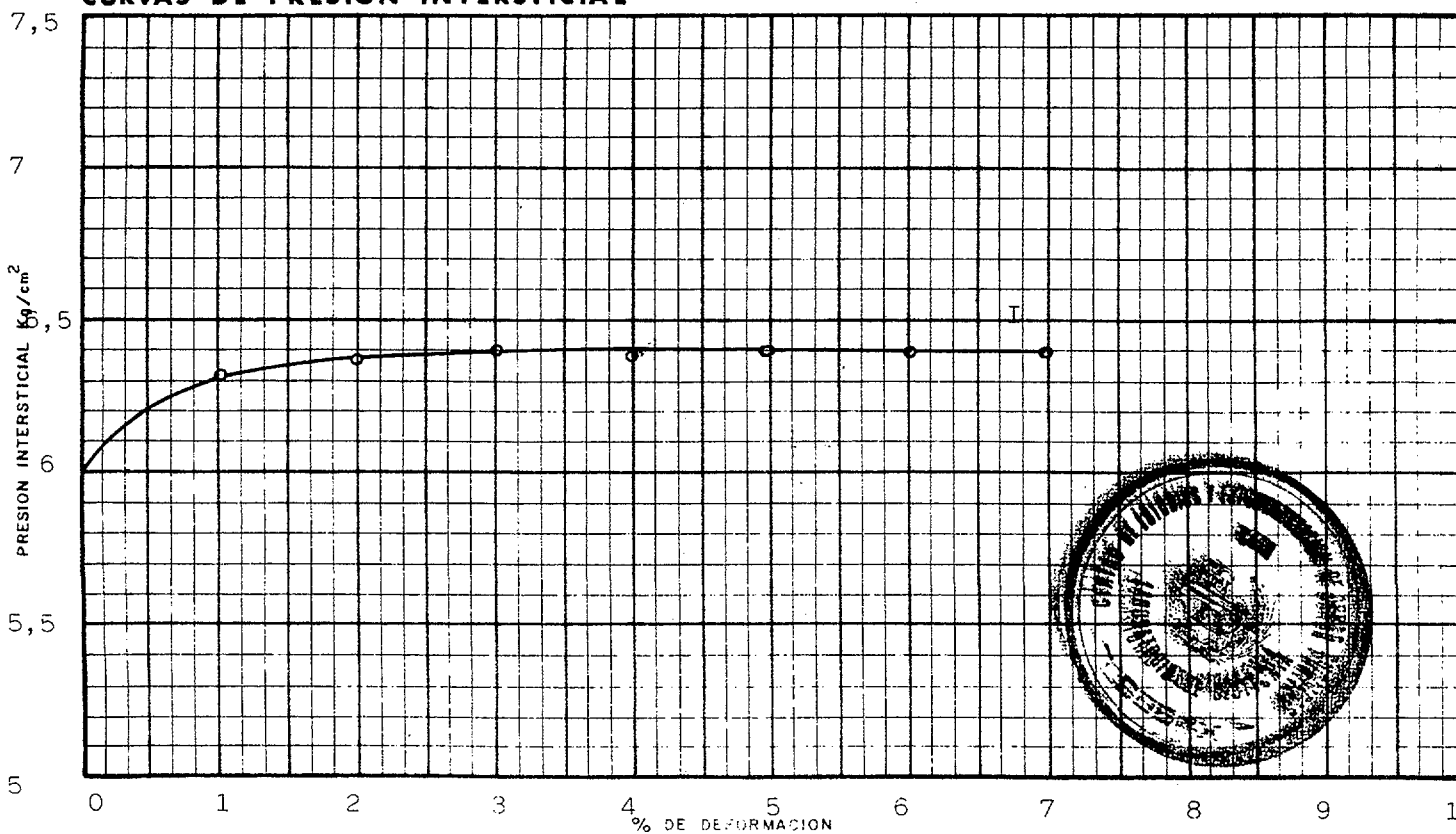
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA N°	I					
σ_3 Kg/cm ²	6,550					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



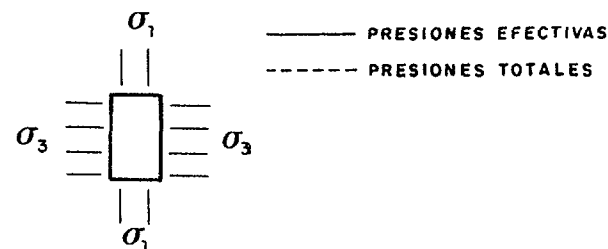
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO MUESTRA Nº 4934

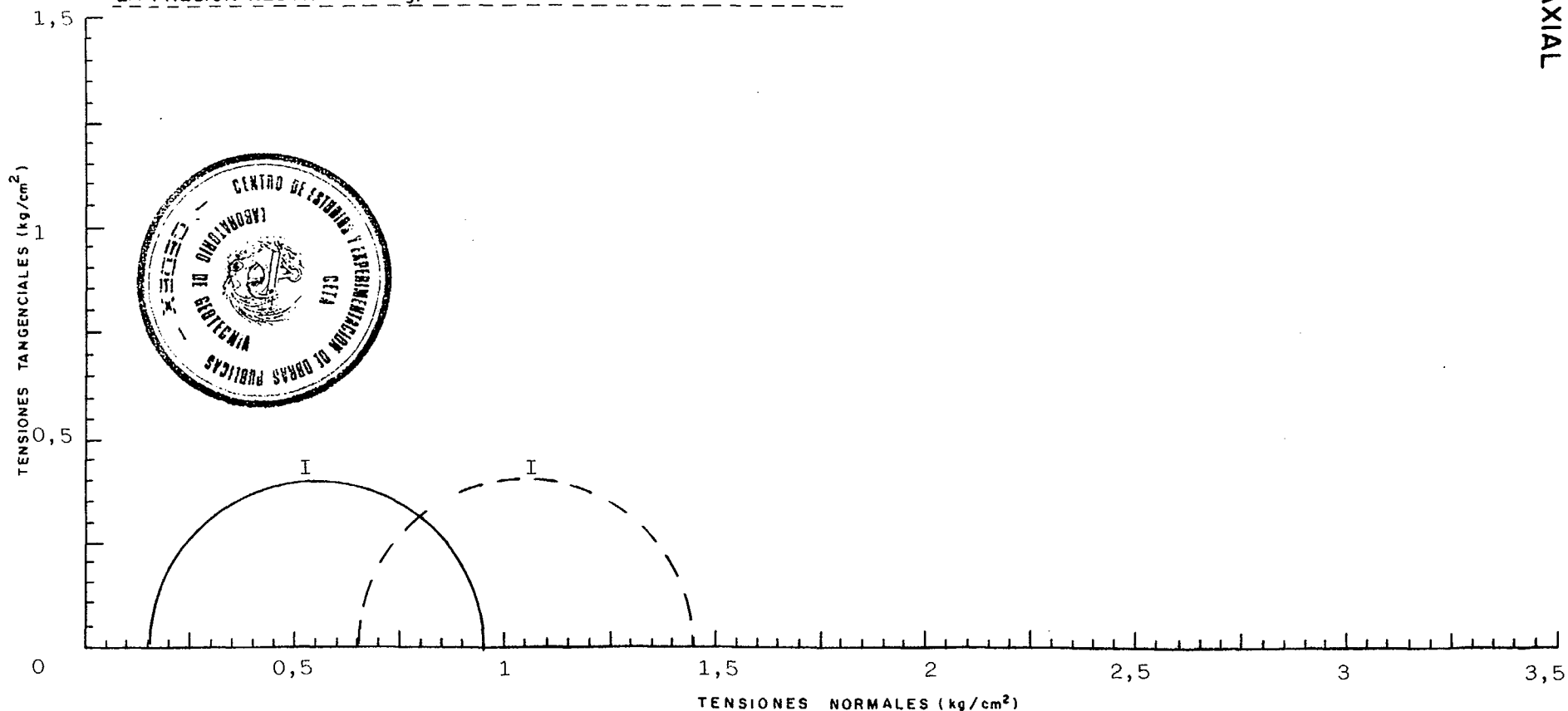
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	6,650				
% HUM. INICIAL	63,9				
% HUM. FINAL	61,5				
DENSIDAD SECA	1,00				
% DEFORMACION A LA ROTURA	7				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

Tipo de muestra Inalterada ϕ 1½"

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



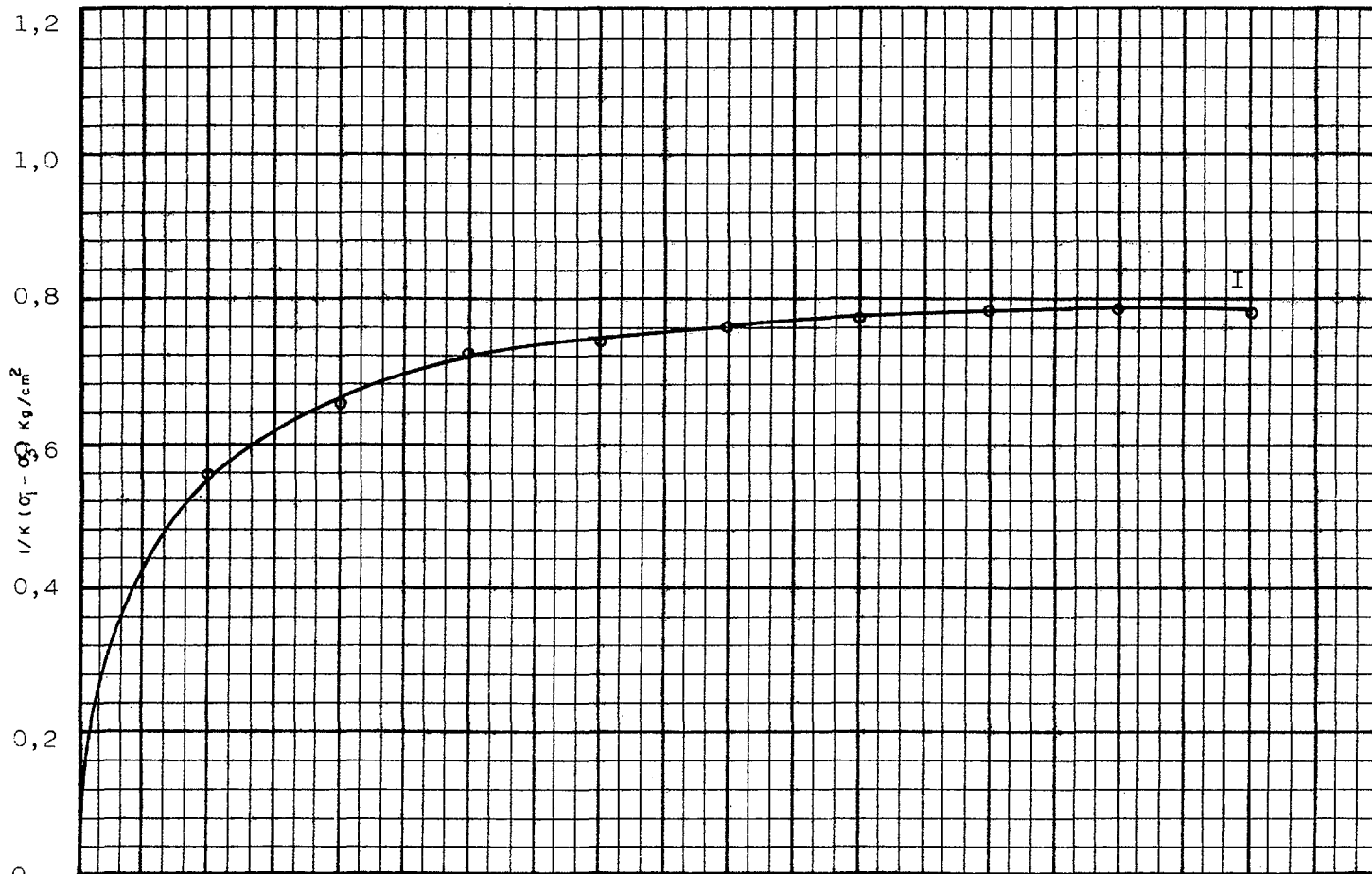
OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



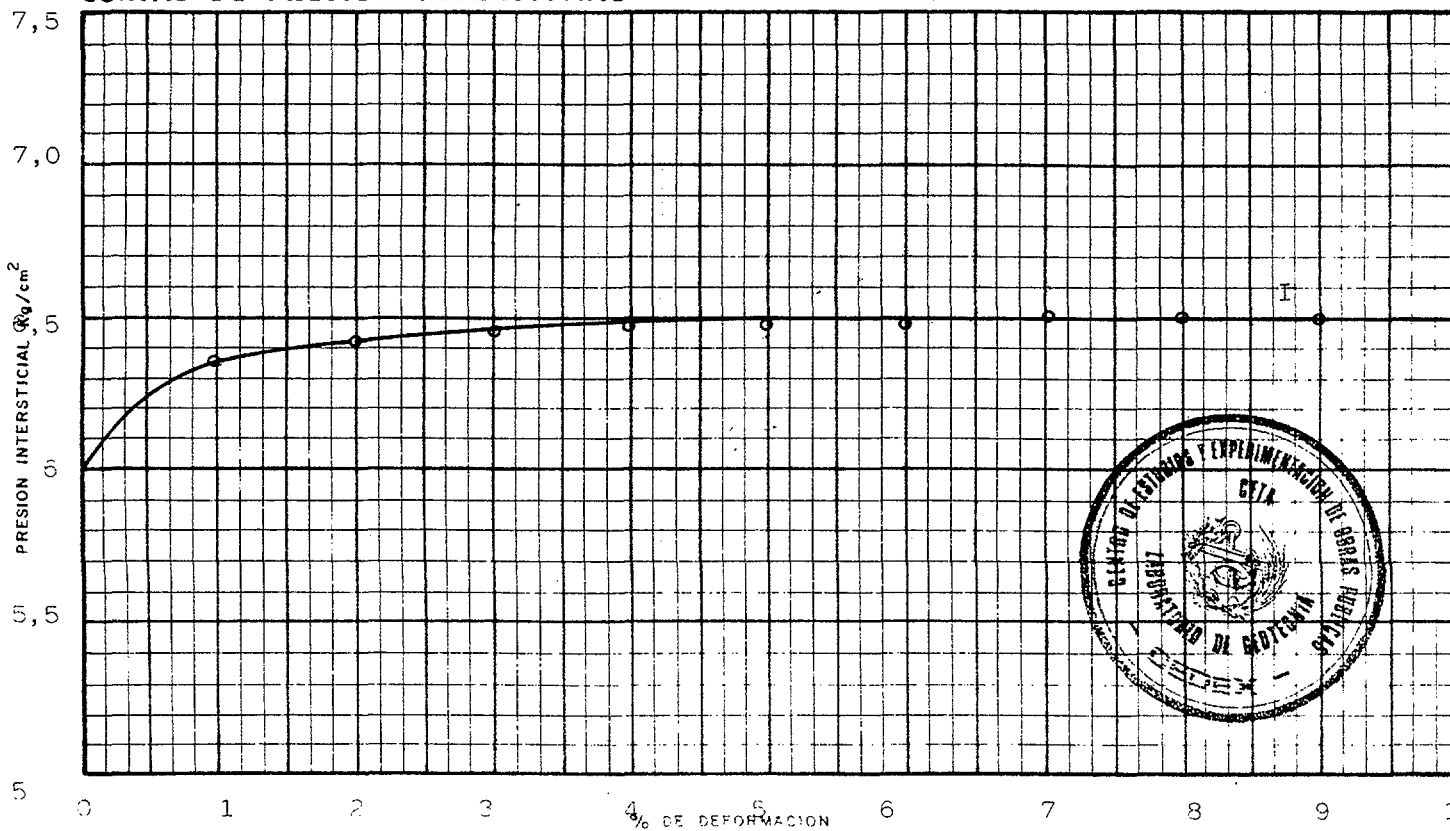
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	6,650					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA

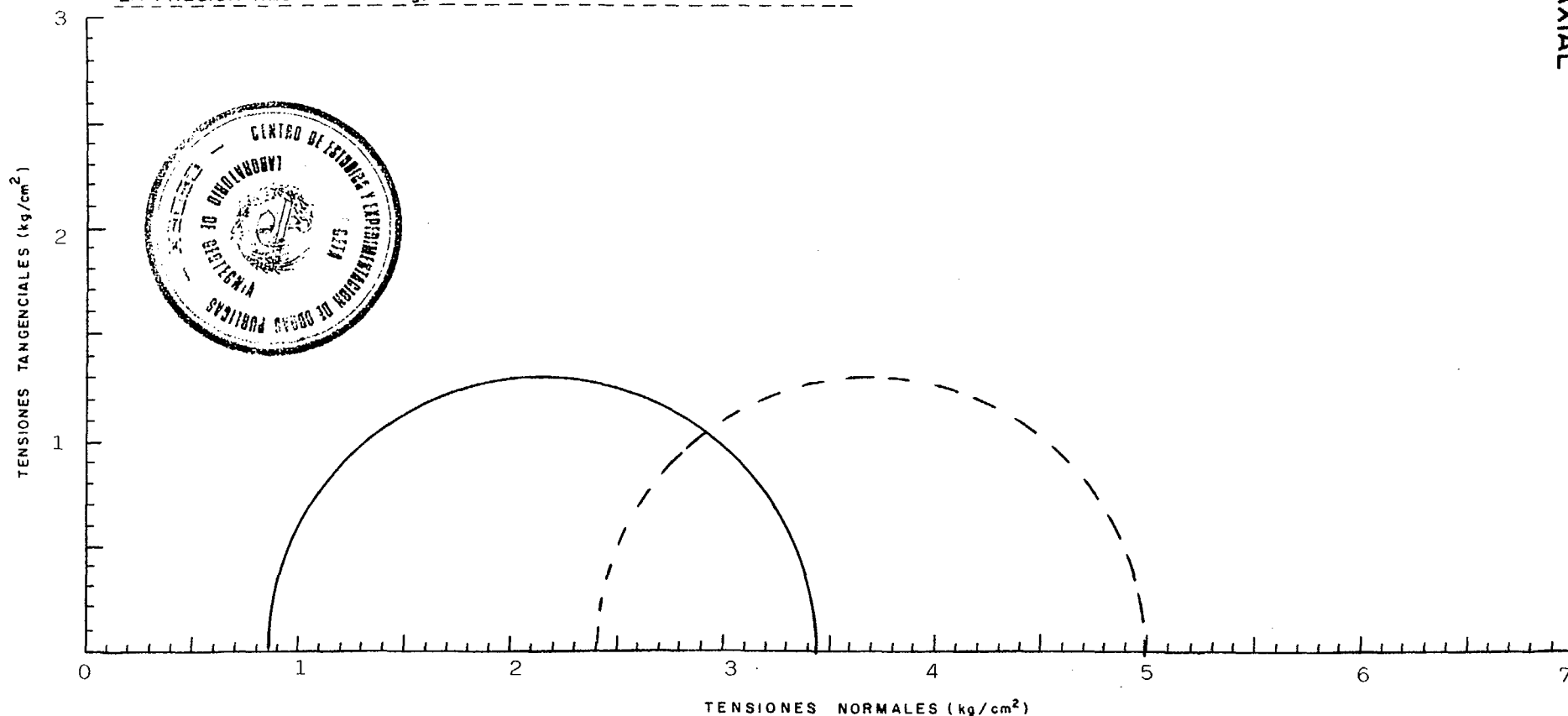


CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



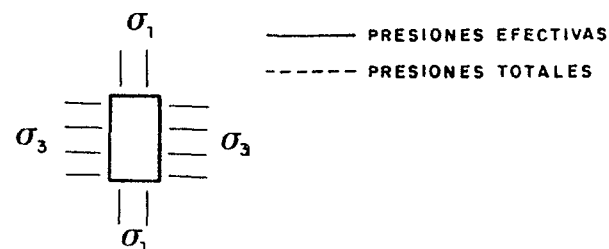
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	8,400				
% HUM. INICIAL	51,8				
% HUM. FINAL	45,2				
DENSIDAD SECA	1,17				
% DEFORMACION A LA ROTURA	15				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
 LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
 LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



Tipo de muestra Inalterada ϕ : 1½"

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
 CIRCULOS DE MOHR

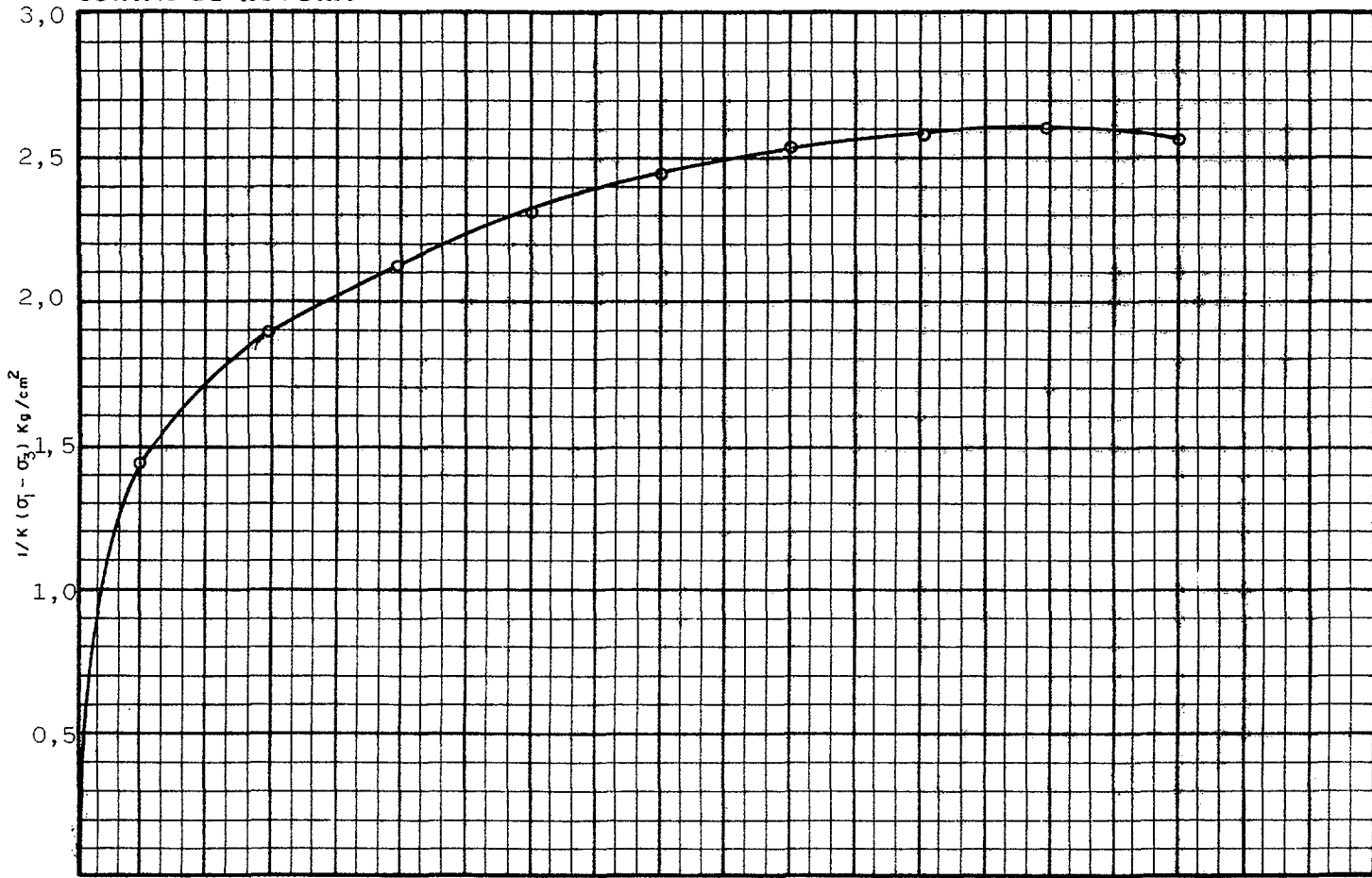
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4667

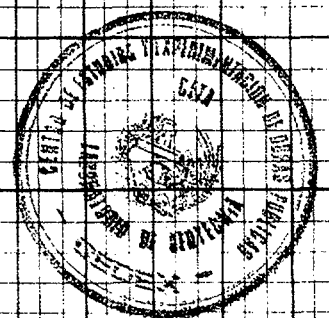
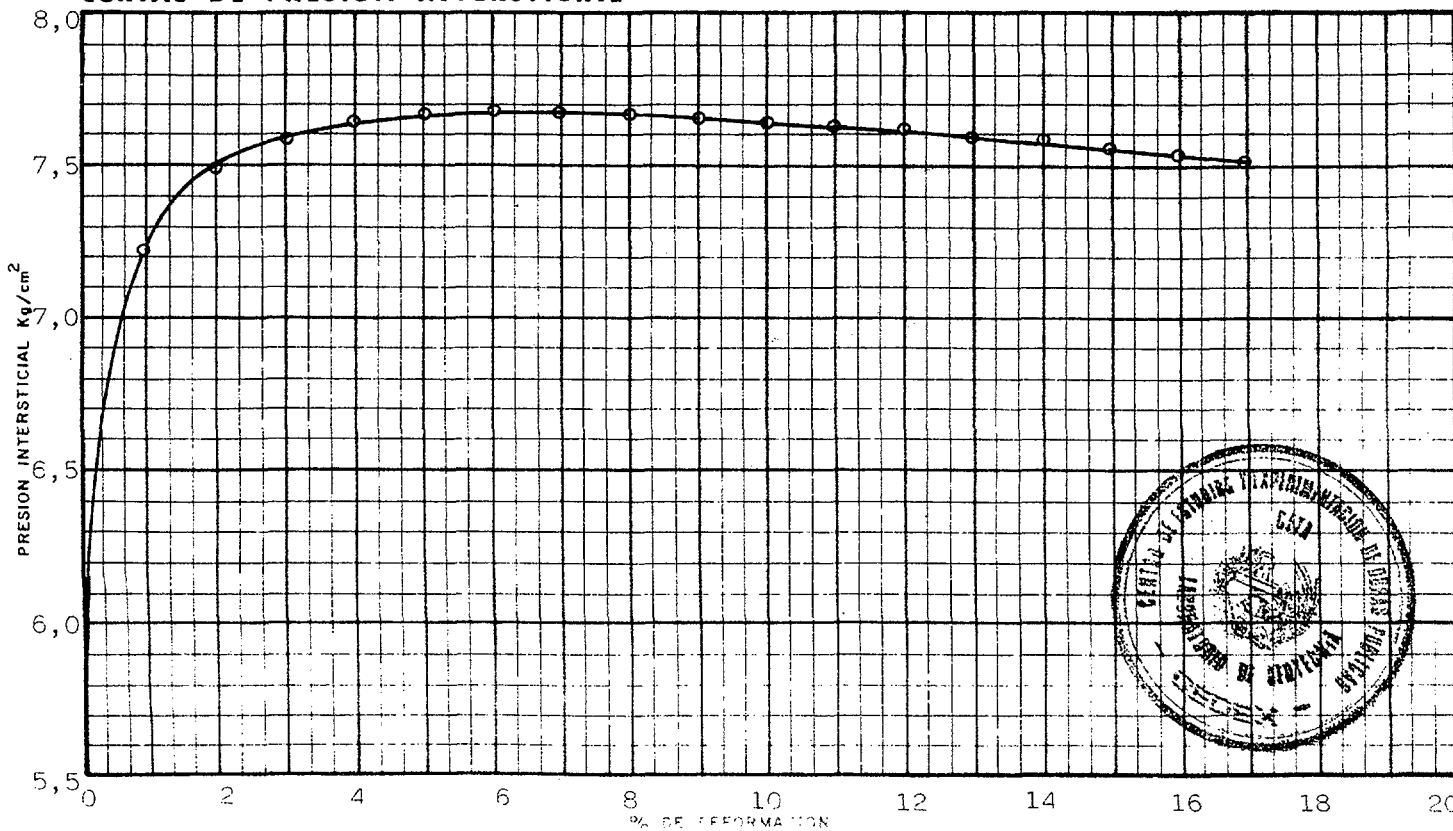
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	8,40					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA

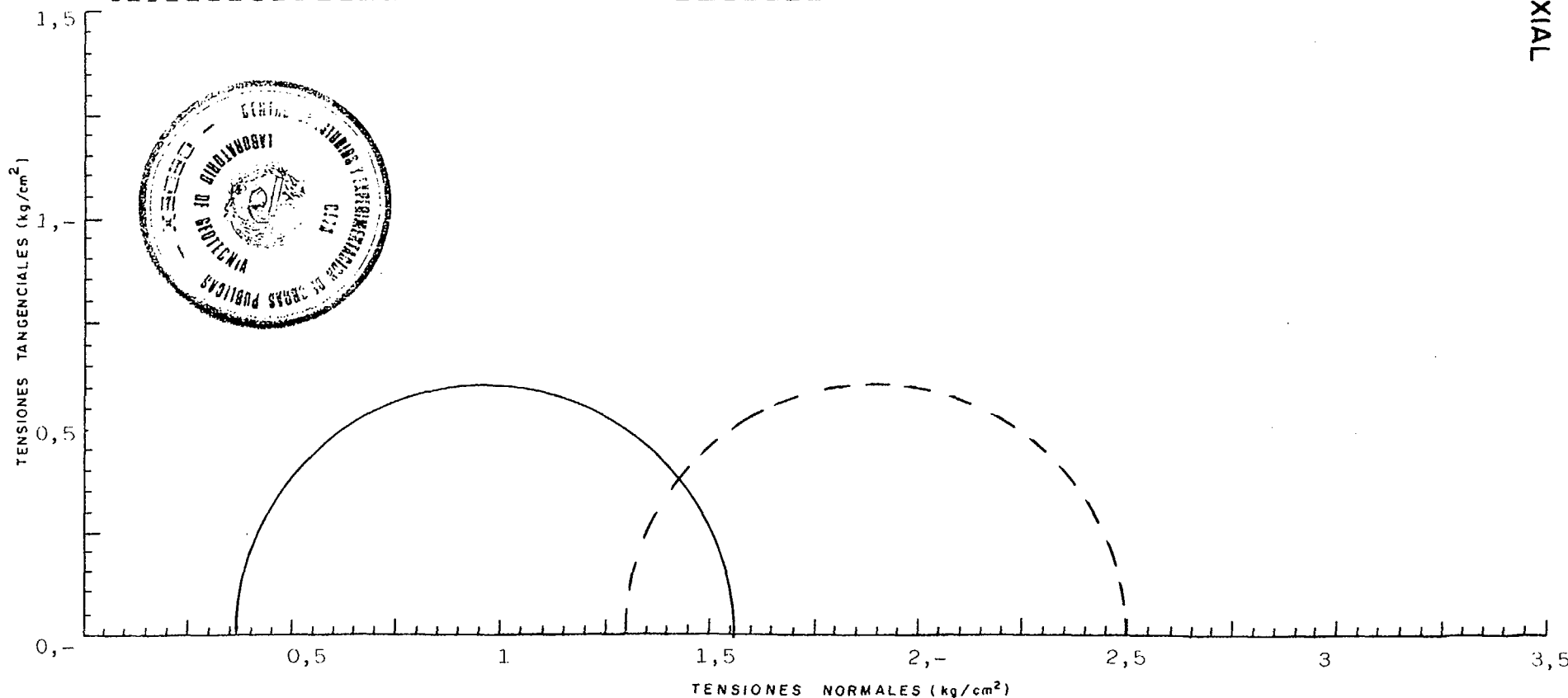


CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



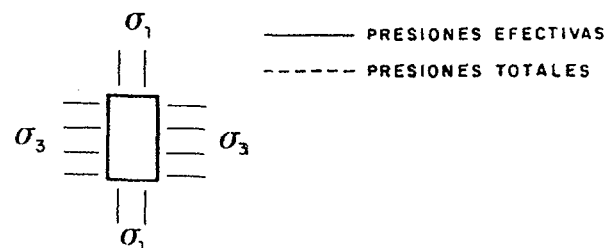
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	7,300				
% HUM INICIAL	56,0				
% HUM FINAL	52,1				
DENSIDAD SECA	1,08				
% DEFORMACION A LA ROTURA	7,-				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
 LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
 LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



Tipo de muestra Inalterada Ø1½"

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
 CIRCULOS DE MOHR

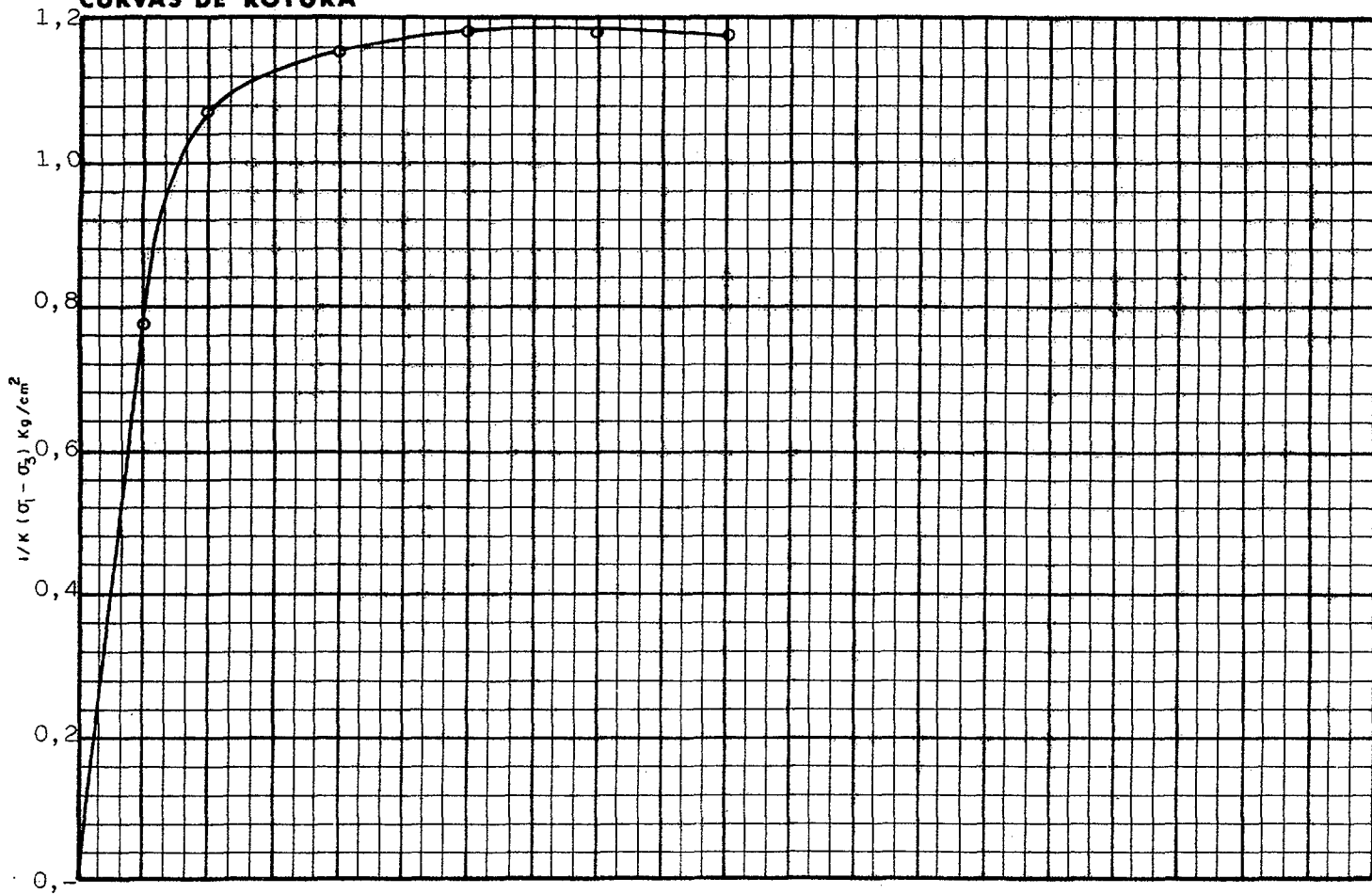
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4647

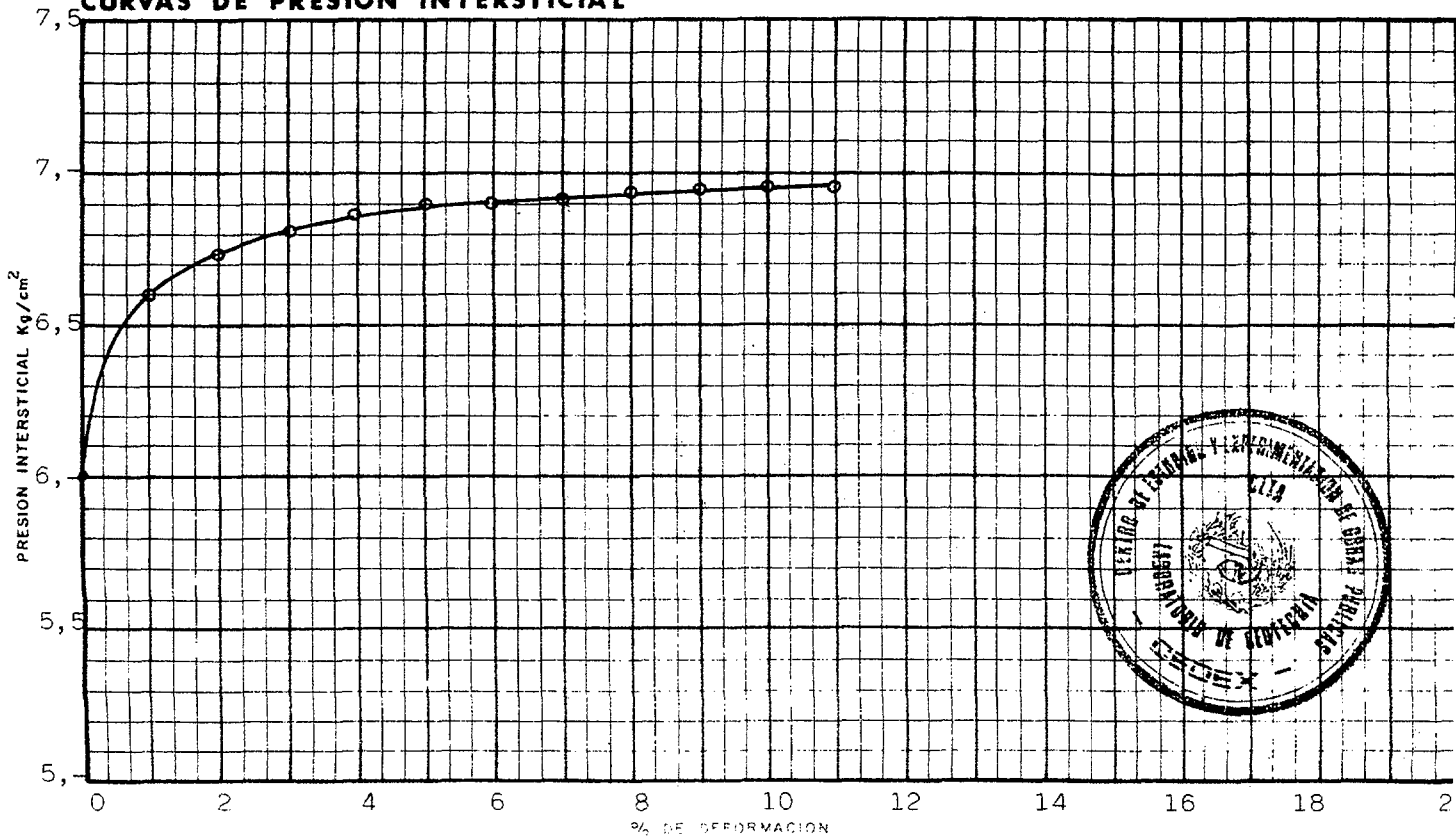
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	7.300					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

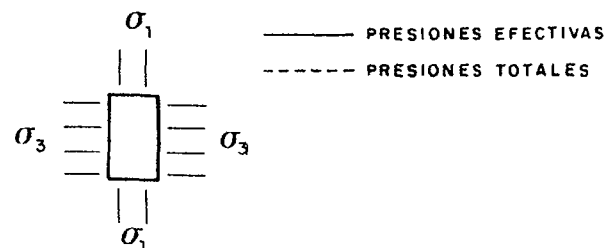
DENOMINACION ESTERILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4649

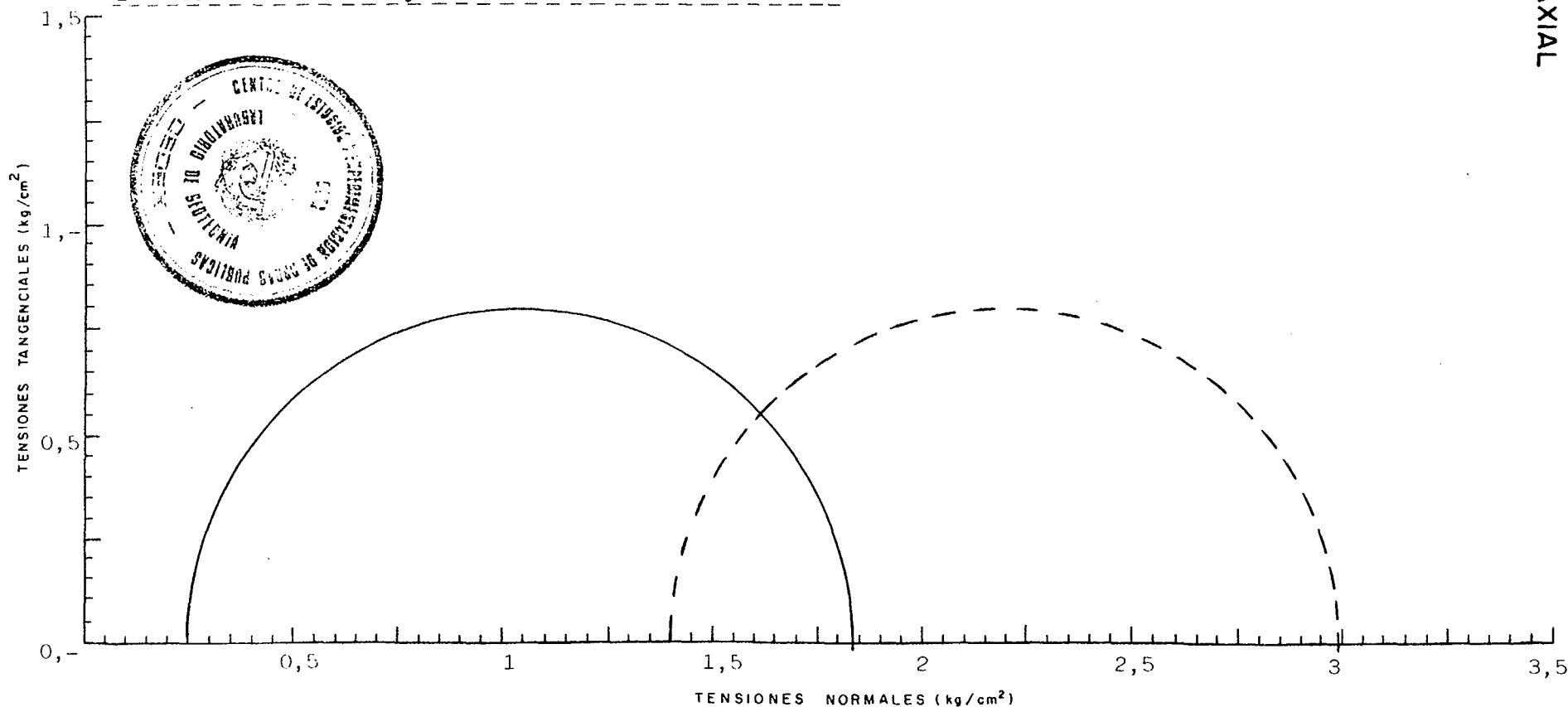
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	7,400				
% HUM INICIAL	86,3				
% HUM FINAL	83,6				
DENSIDAD SECA	0,83				
% DEFORMACION A LA ROTURA	3,-				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25,-				

Tipo de muestra -----

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



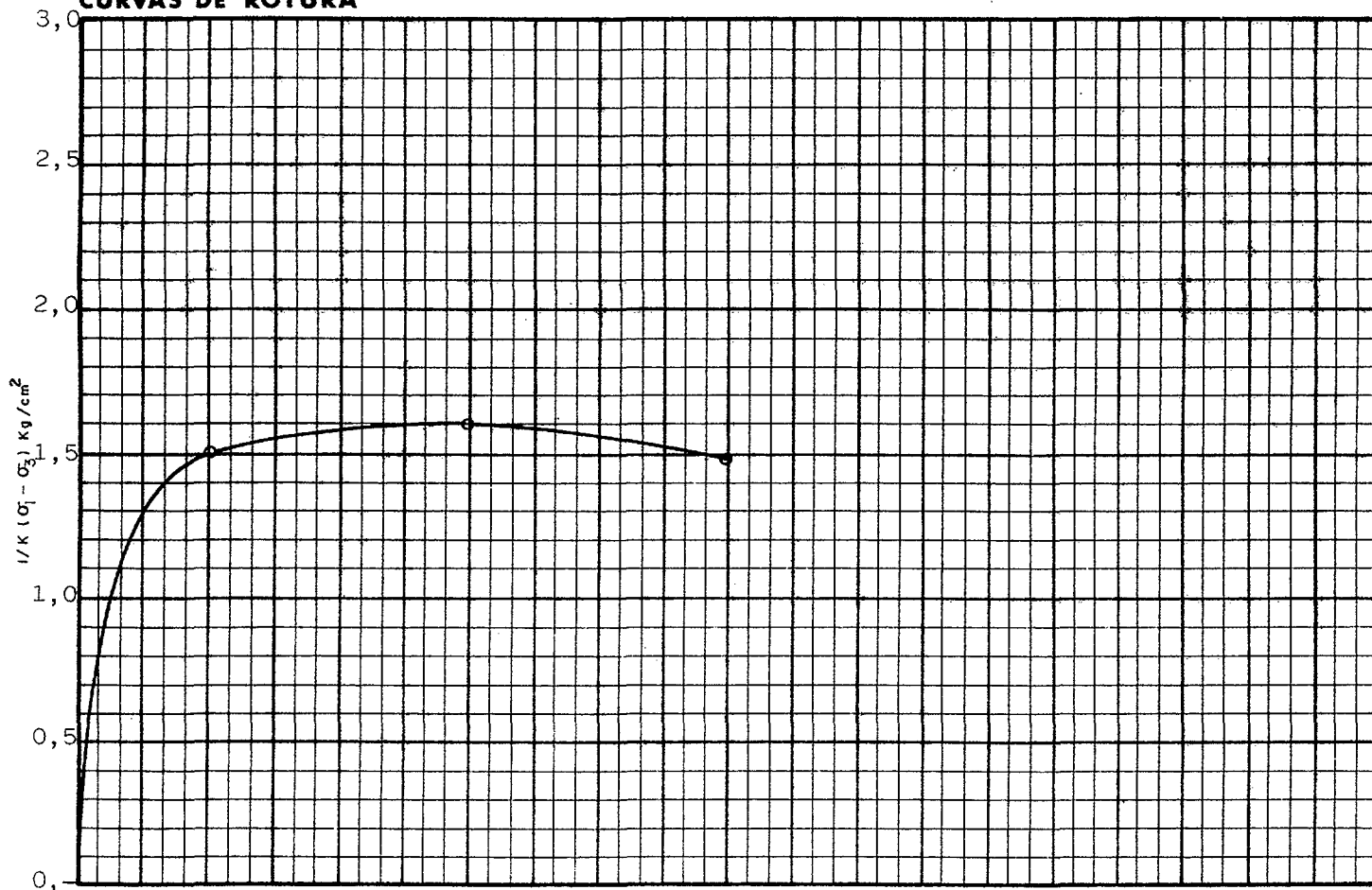
OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



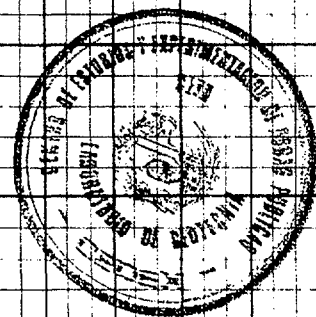
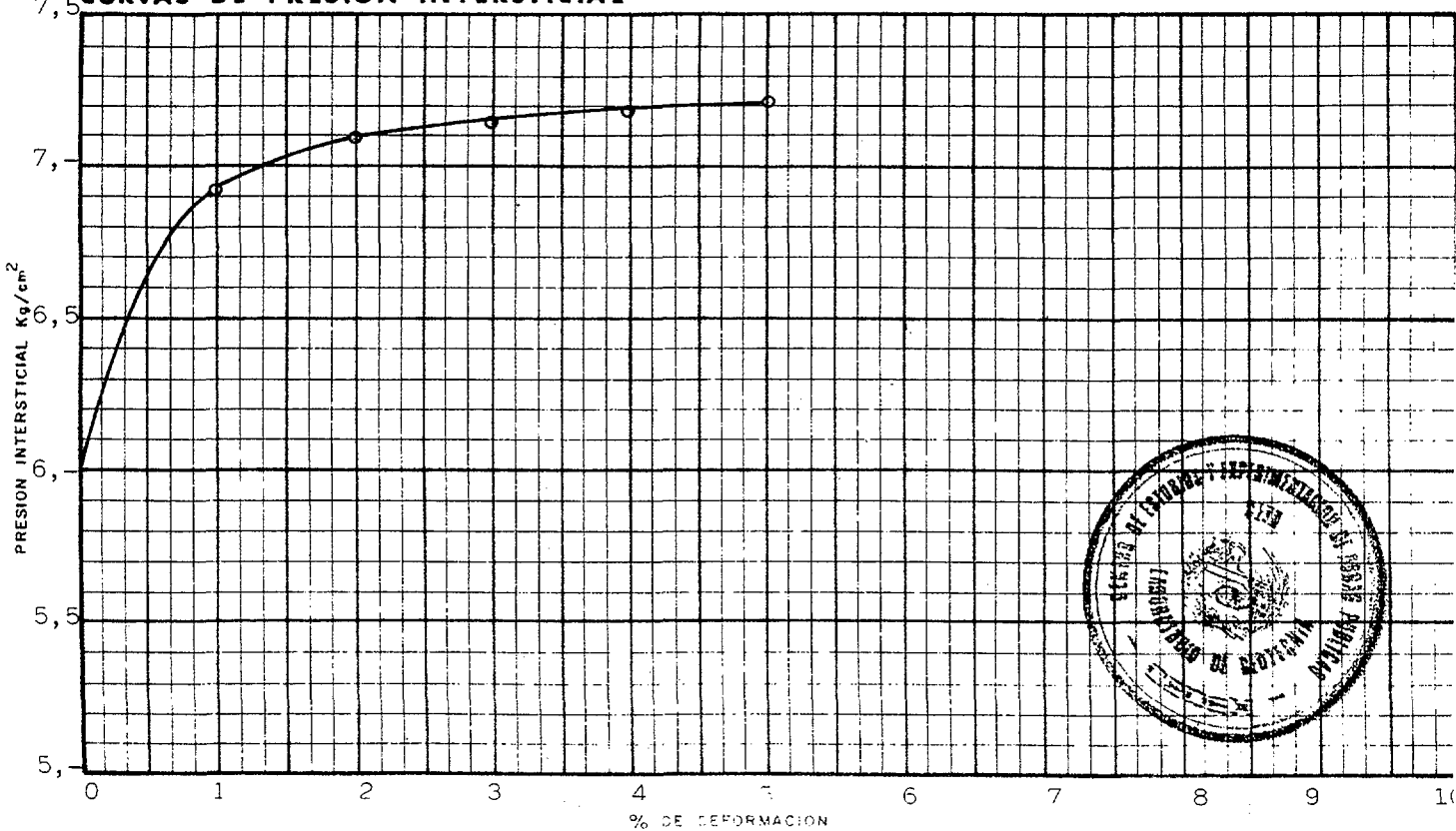
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	7,400					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

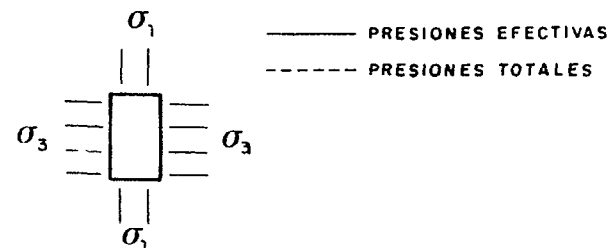
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4652

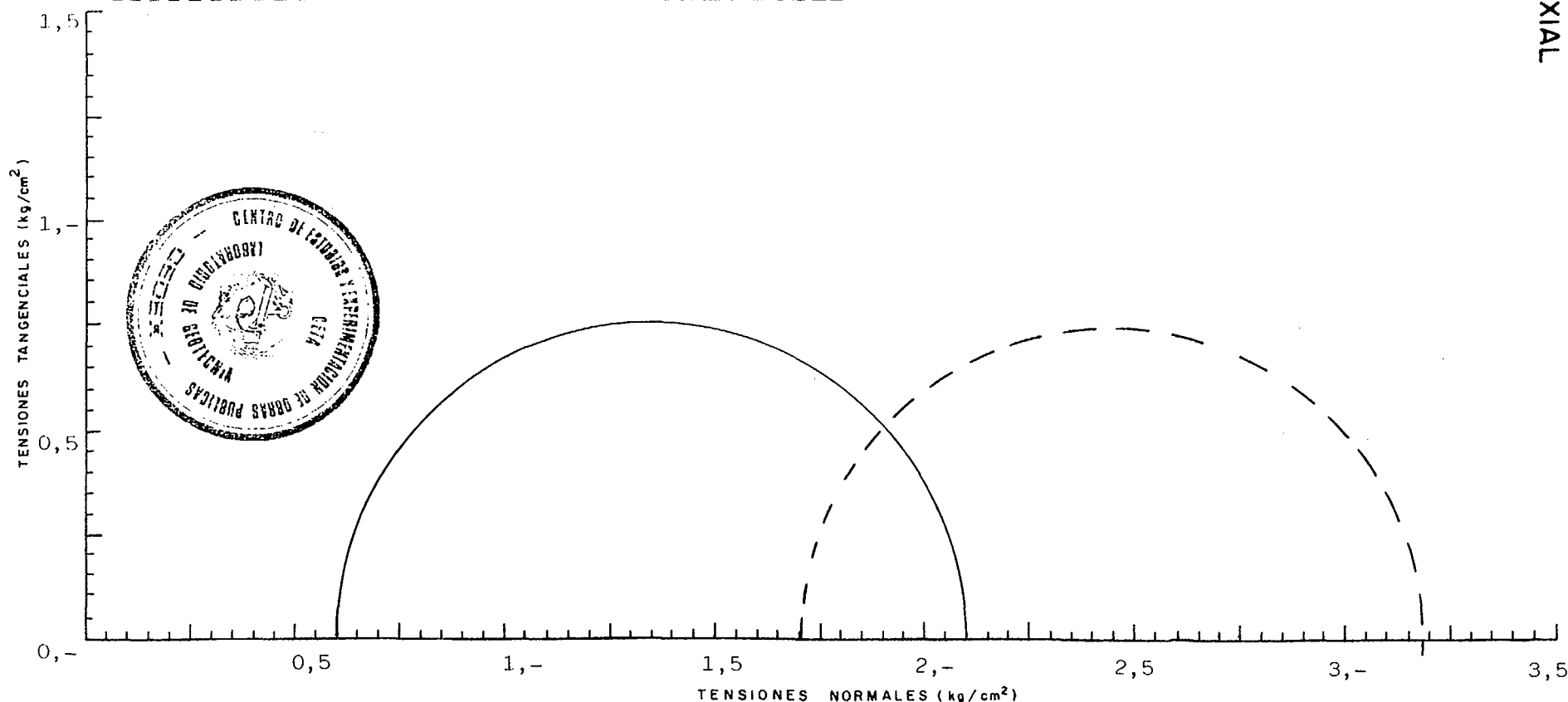
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	7,700				
% HUM. INICIAL	59,3				
% HUM. FINAL	48,7				
DENSIDAD SECA	1,04				
% DEFORMACION A LA ROTURA	15,-				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25,-				

Tipo de muestra Inalterada ϕ 1½"

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



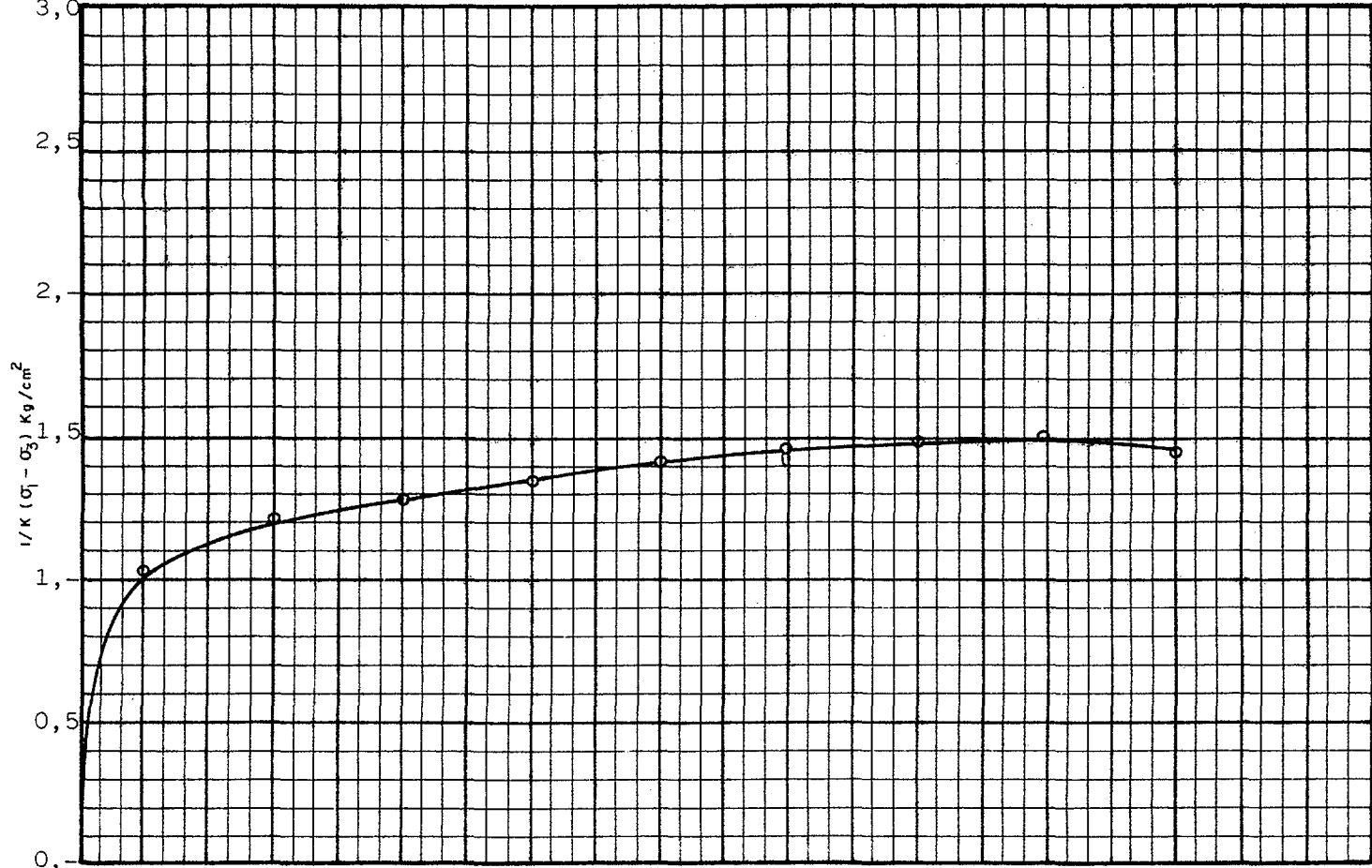
OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



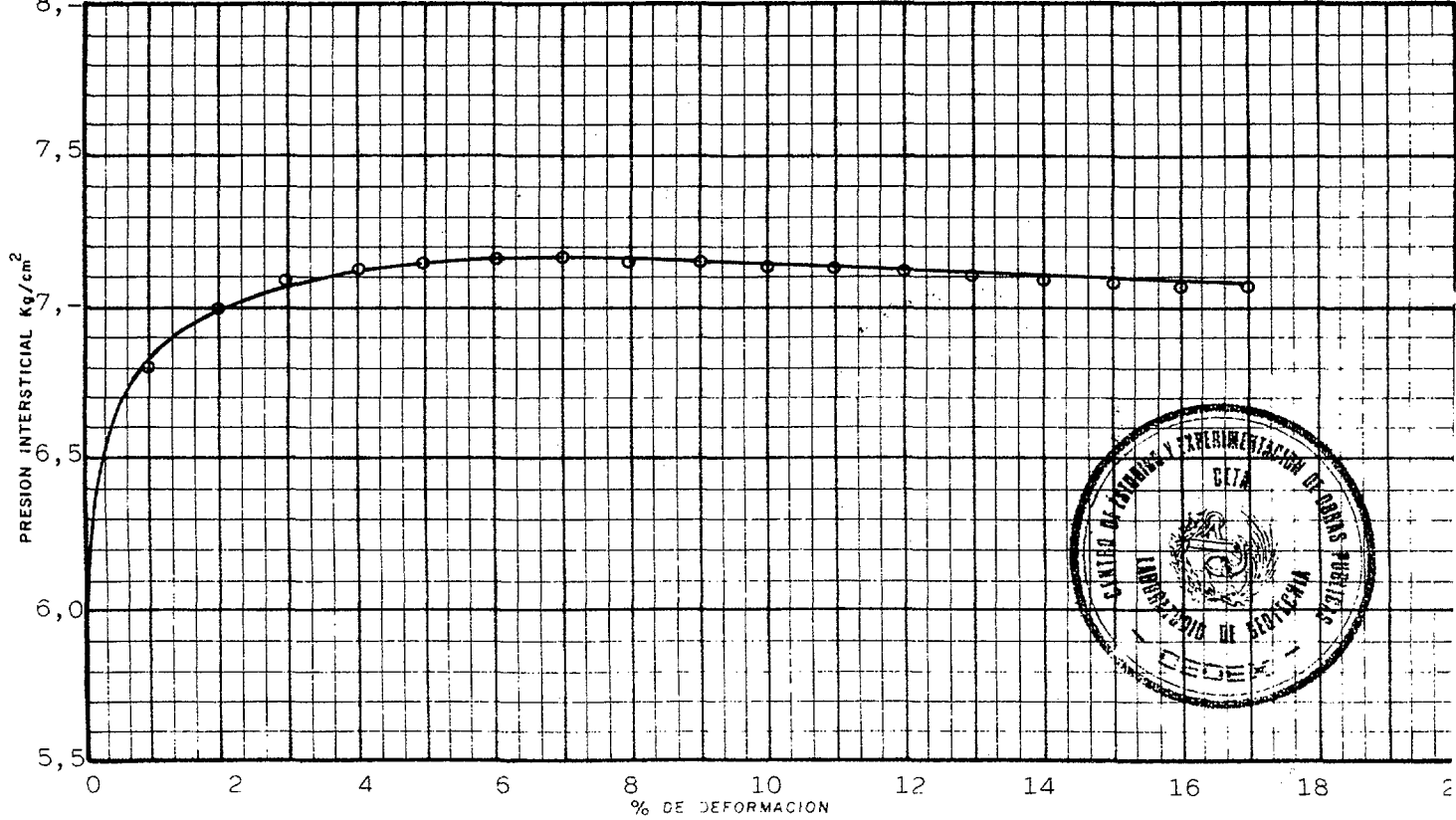
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	7,700					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

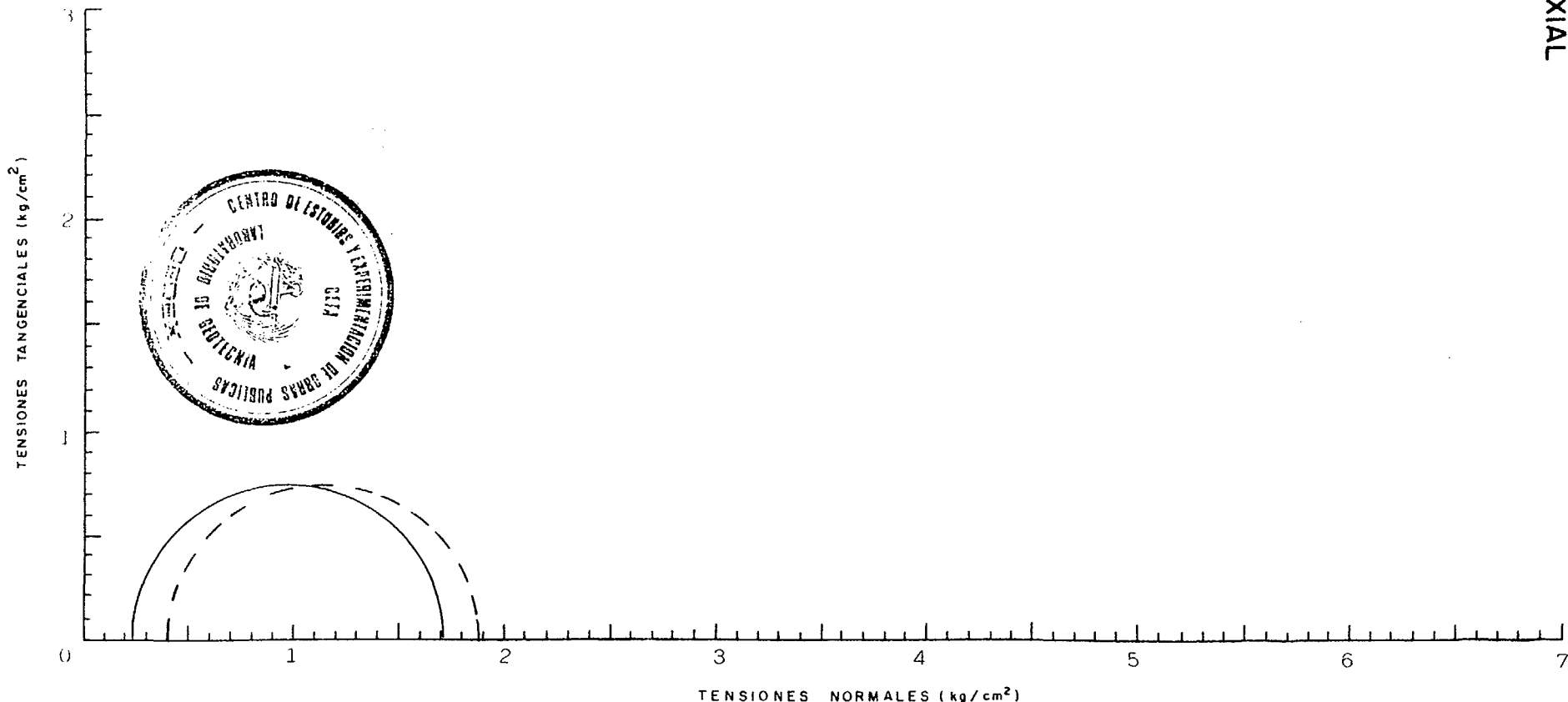
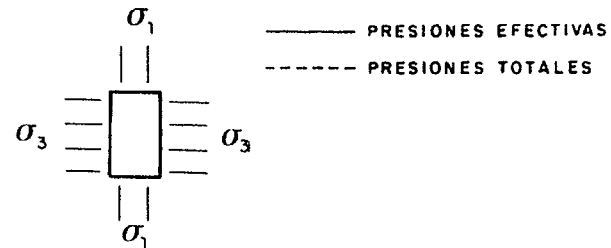
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO MUESTRA Nº 4697

PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	6,400				
% HUM. INICIAL	37,4				
% HUM. FINAL	56,8				
DENSIDAD SECA	1,13				
% DEFORMACION A LA ROTURA	3%				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²

Tipo de muestra

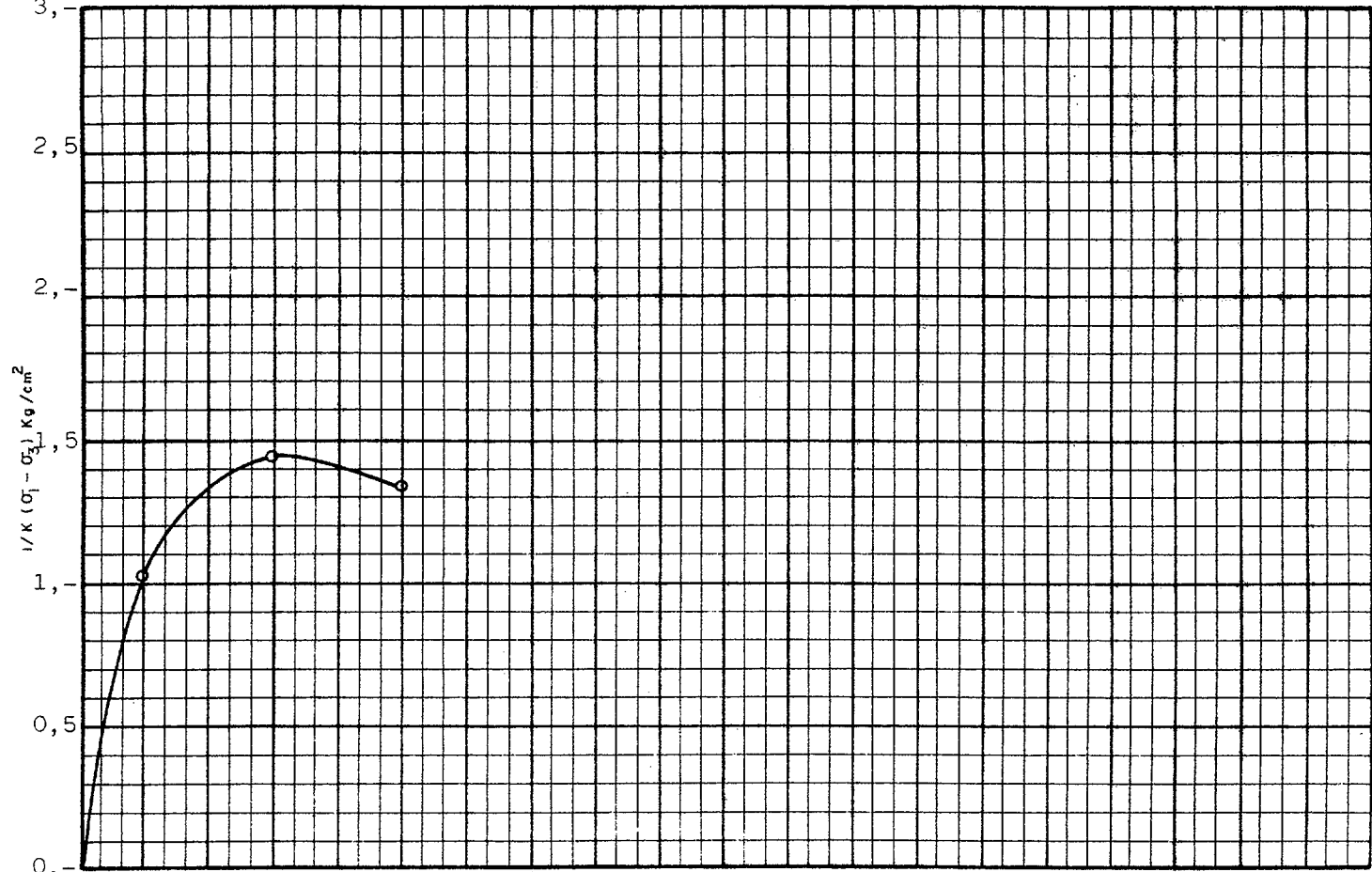
Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



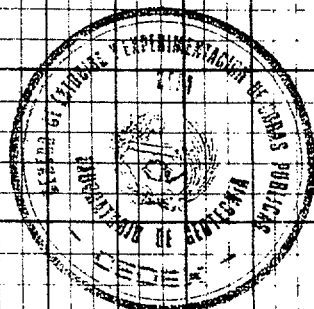
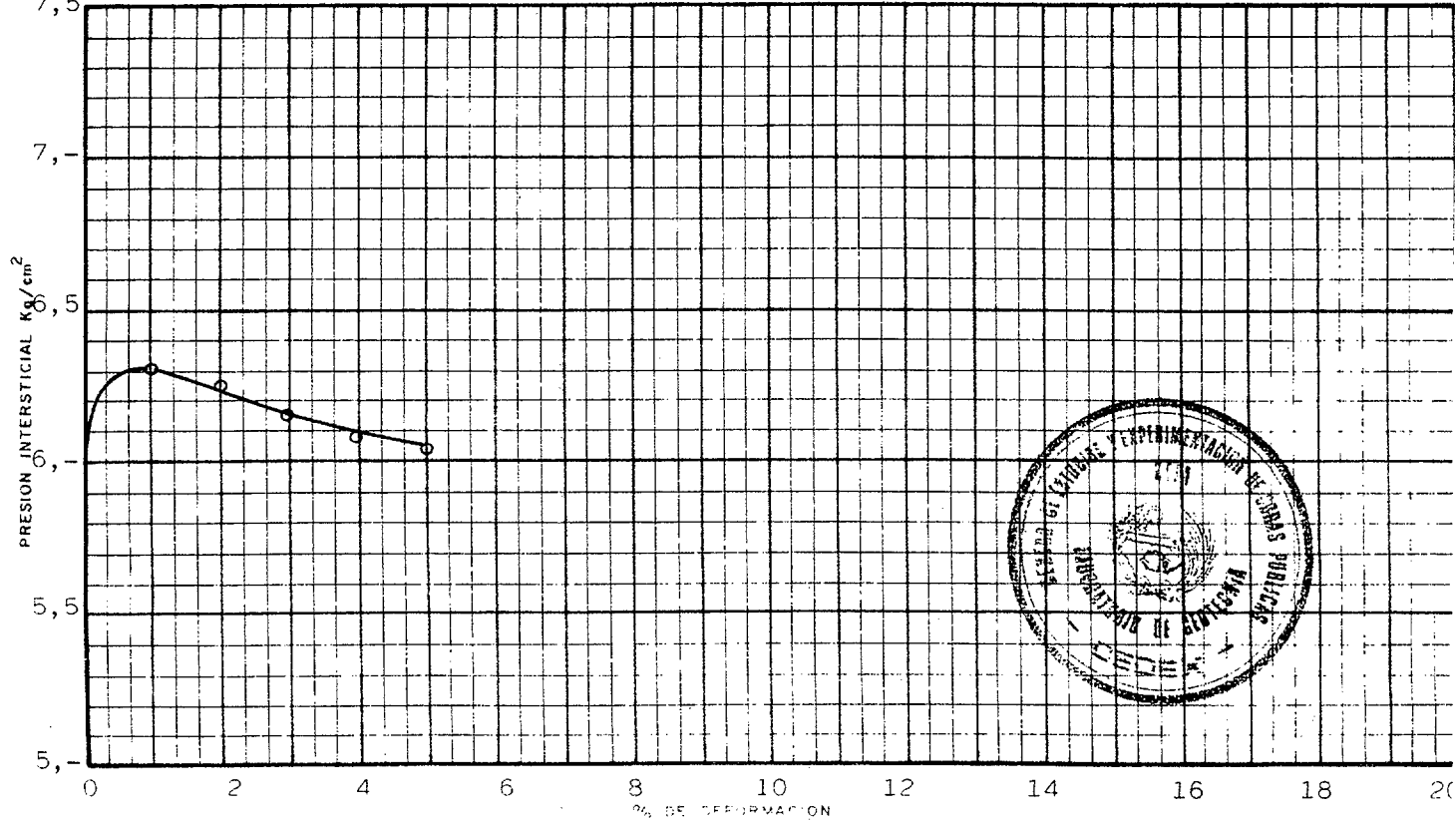
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	6,400					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

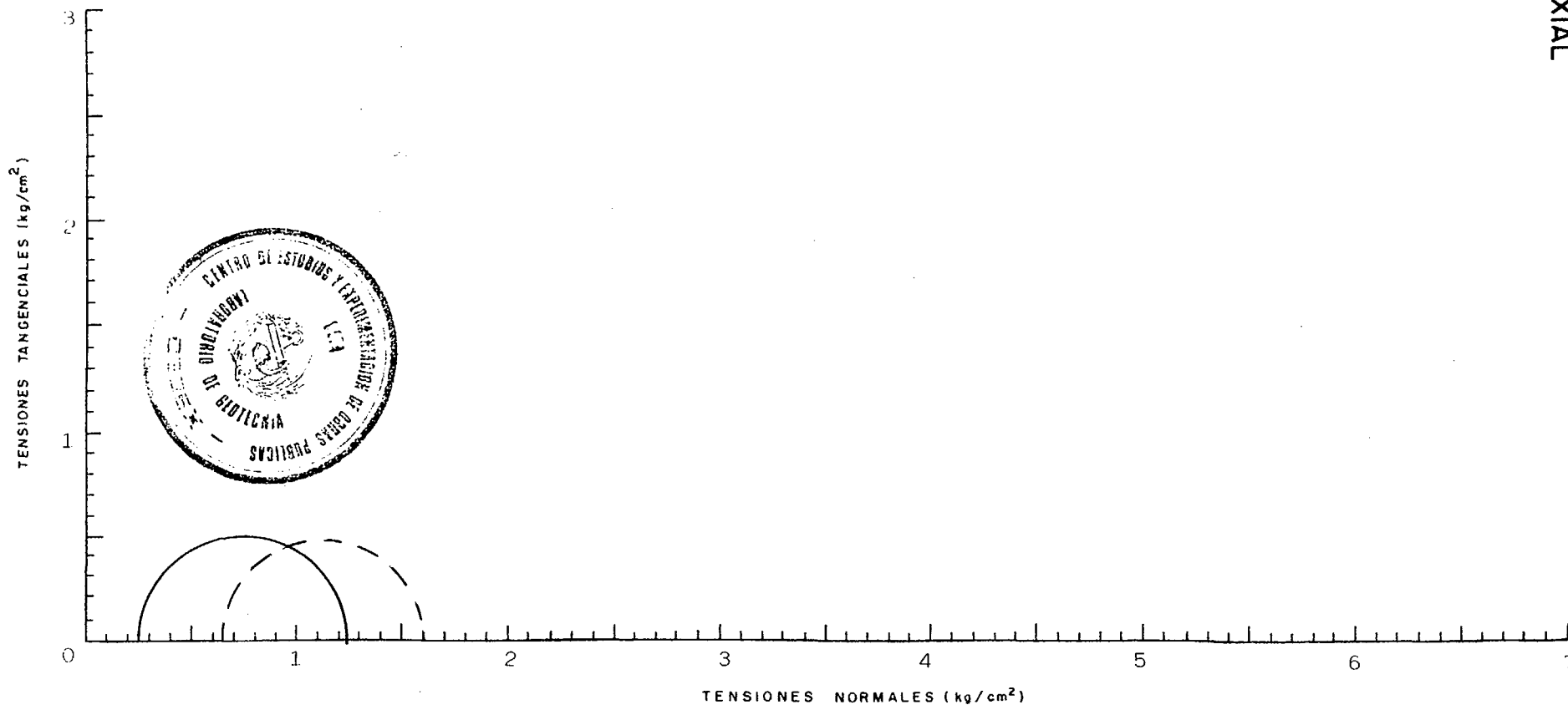
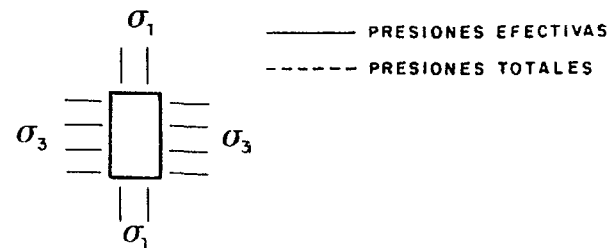
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO MUESTRA Nº 4699

PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	6,650				
% HUM. INICIAL	57,5				
% HUM. FINAL	58,7				
DENSIDAD SECA	1,07				
% DEFORMACION A LA ROTURA	7,-				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²

Tipo de muestra Inalterada Ø 1½"

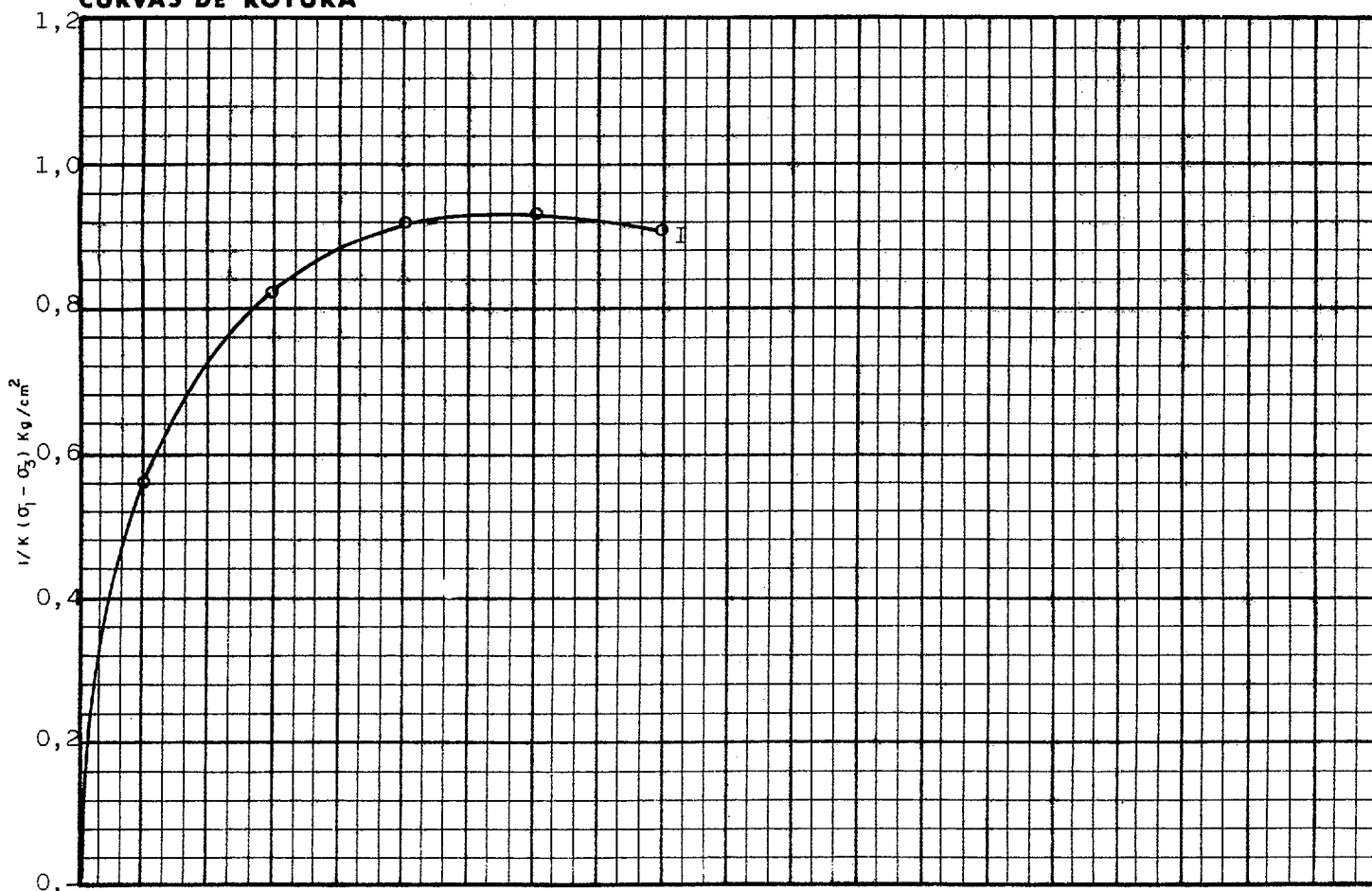
Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN
DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



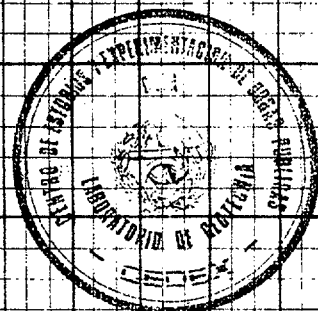
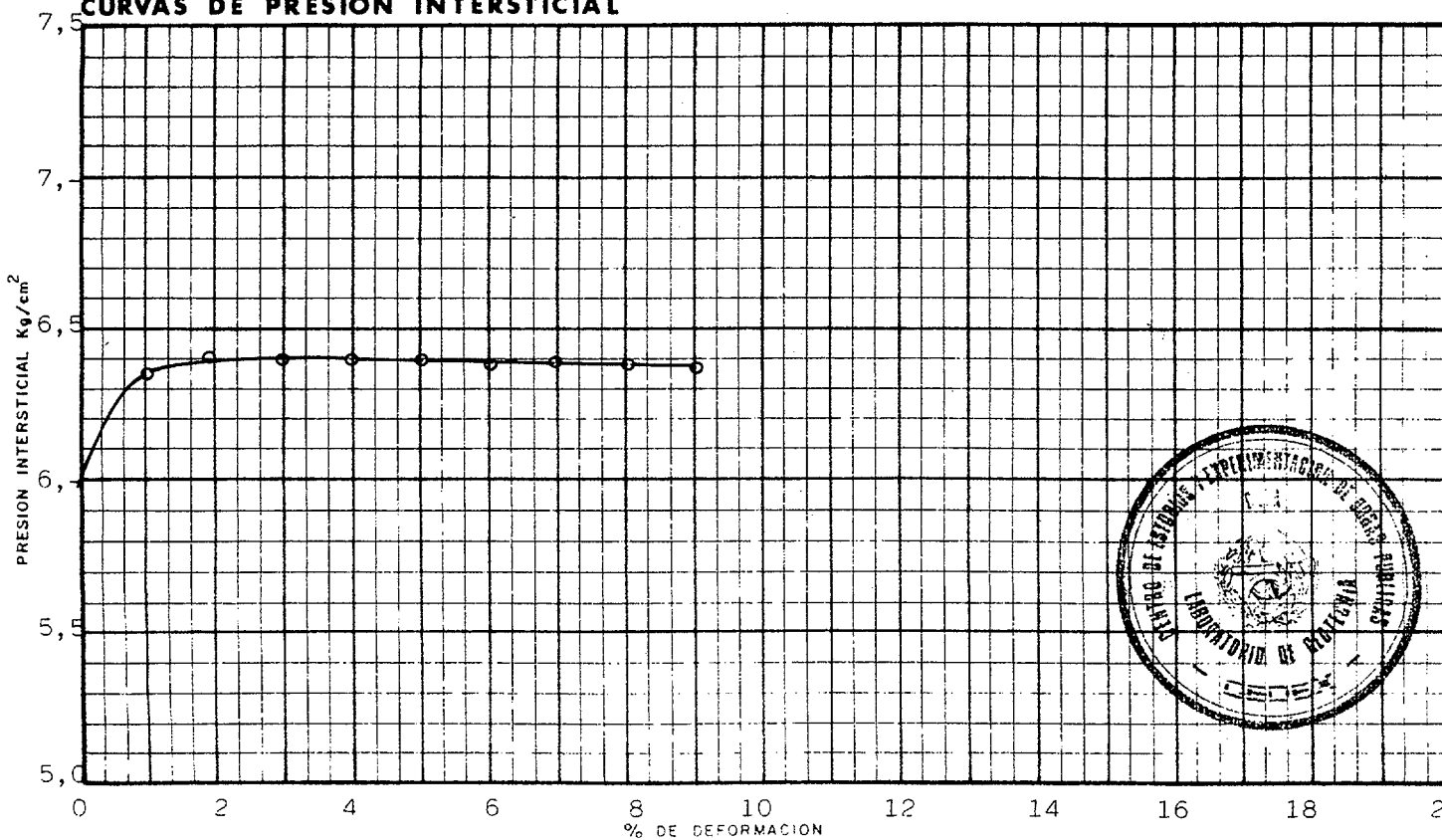
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I				
σ_3 Kg/cm ²	6,650				
VALORES DE K	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

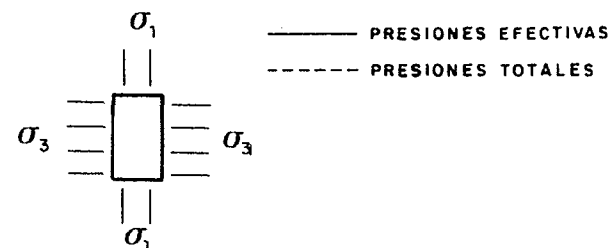
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4860

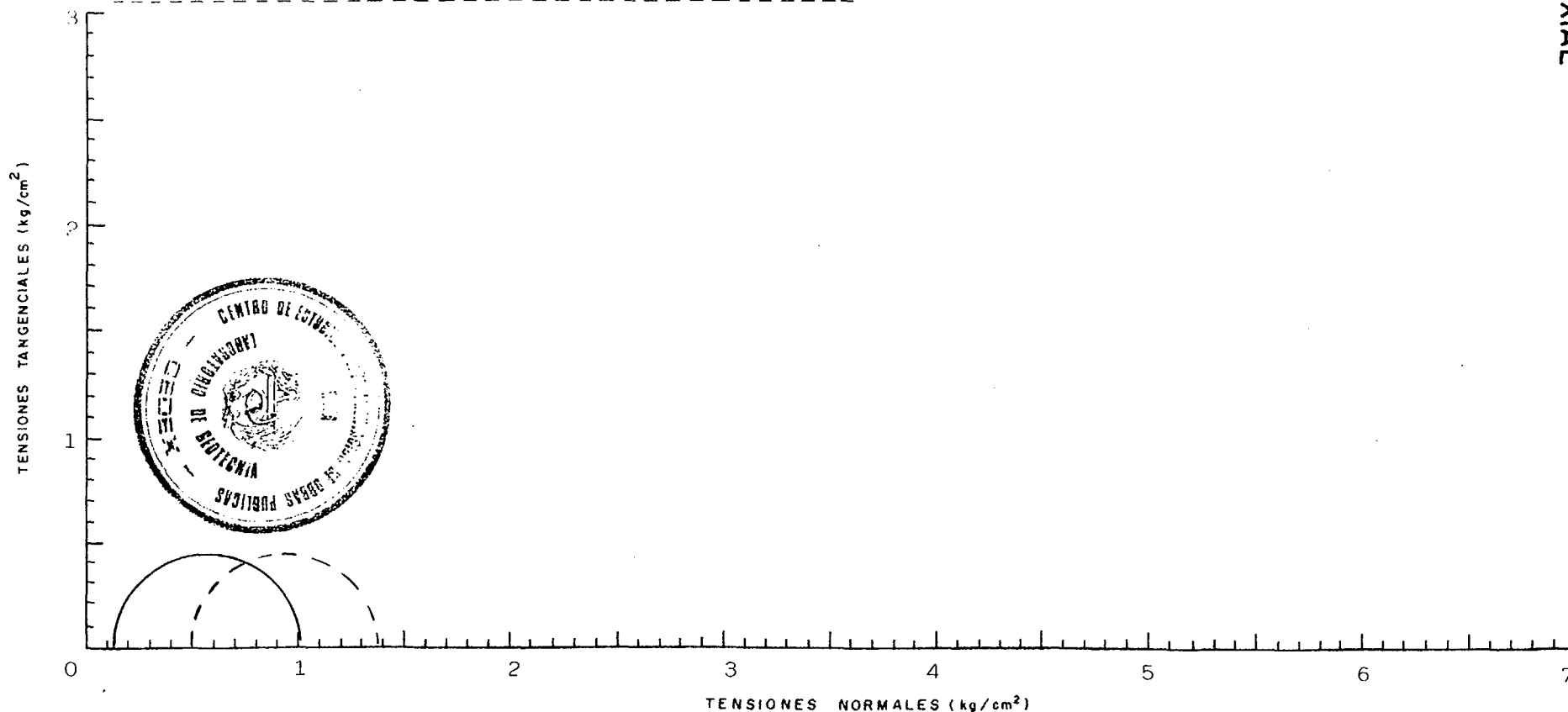
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	6,500				
% HUM. INICIAL	78,6				
% HUM. FINAL	78,3				
DENSIDAD SECA	0,90				
% DEFORMACION A LA ROTURA	5,-				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

Tipo de muestra Inalterada ϕ 1½"

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



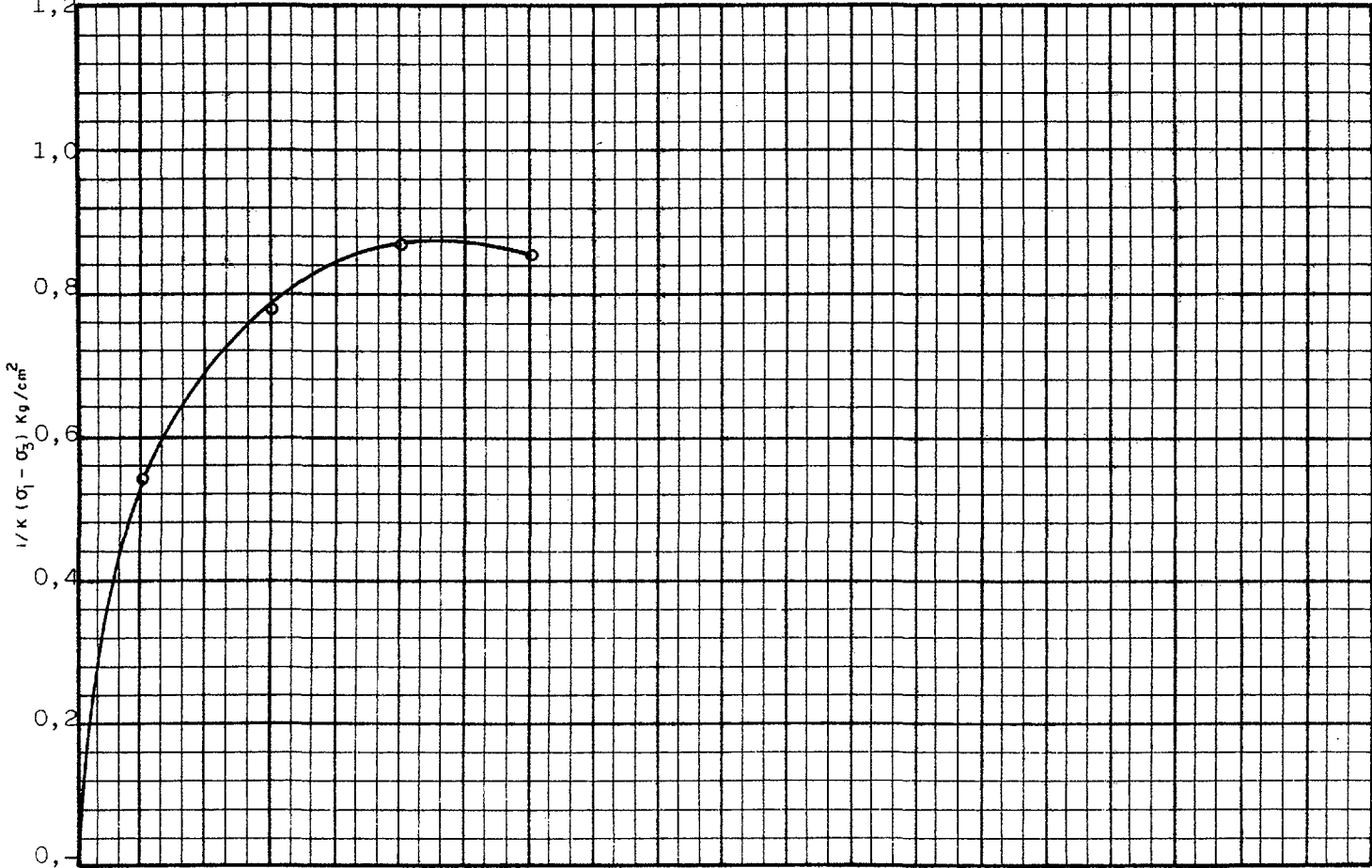
OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



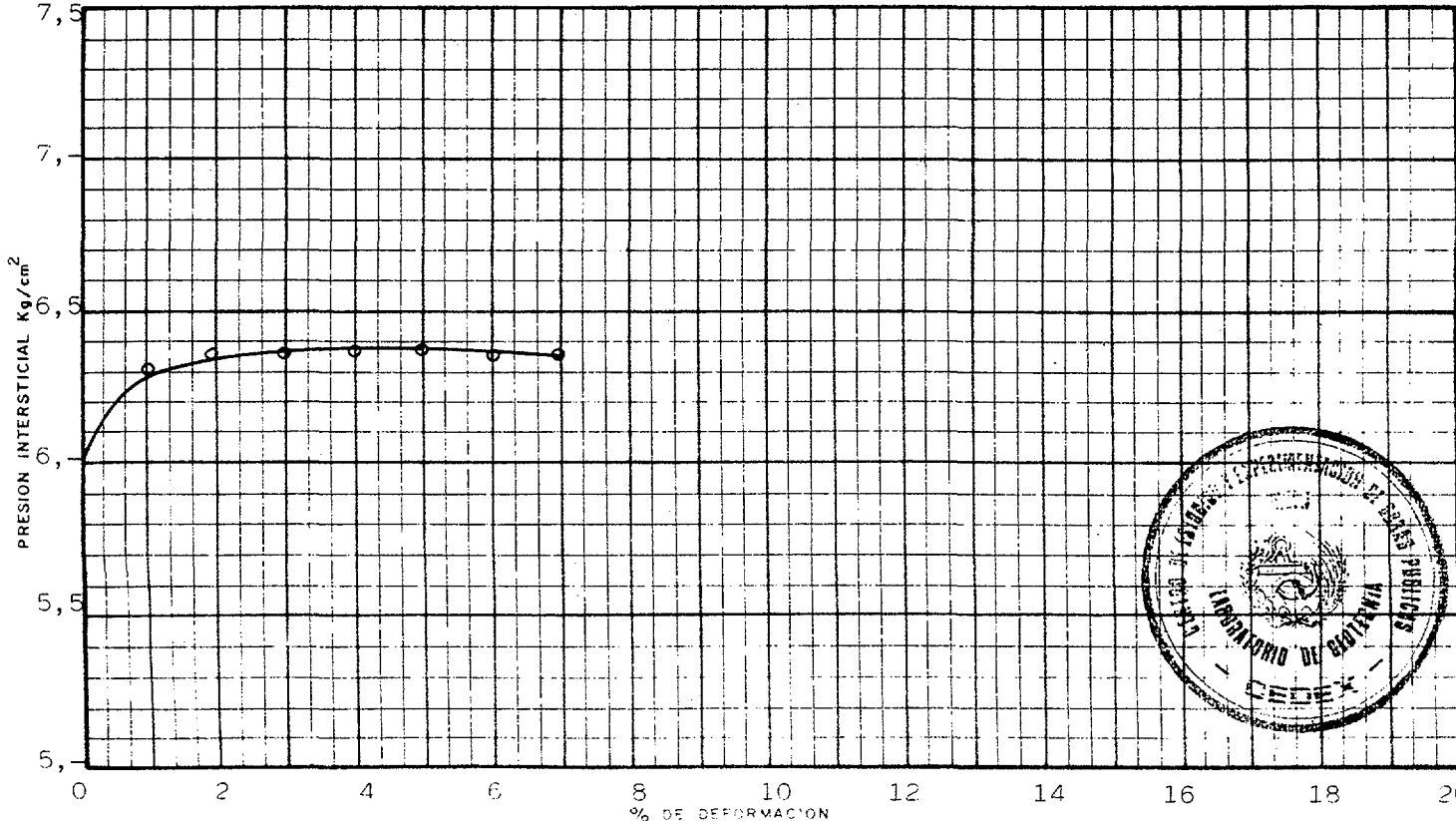
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	6,500					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



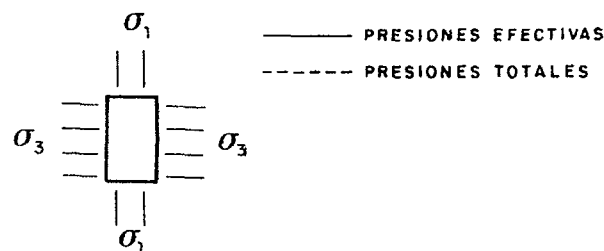
CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



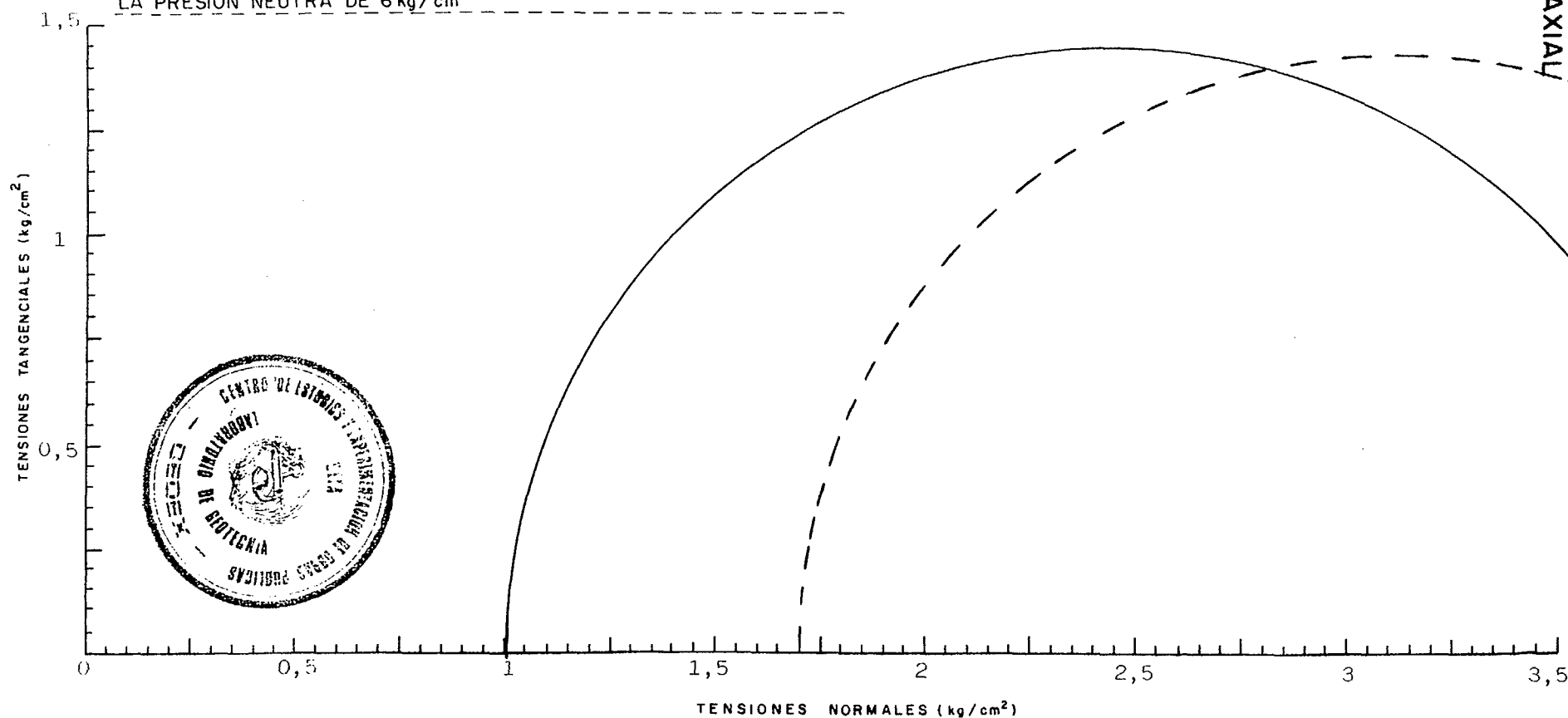
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	7,70				
% HUM. INICIAL	26,2				
% HUM. FINAL	25,3				
DENSIDAD SECA	1,56				
% DEFORMACION A LA ROTURA	15				
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	25				

Tipo de muestra Inalterada ϕ : 1½

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
 LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
 LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
 CIRCULOS DE MOHR

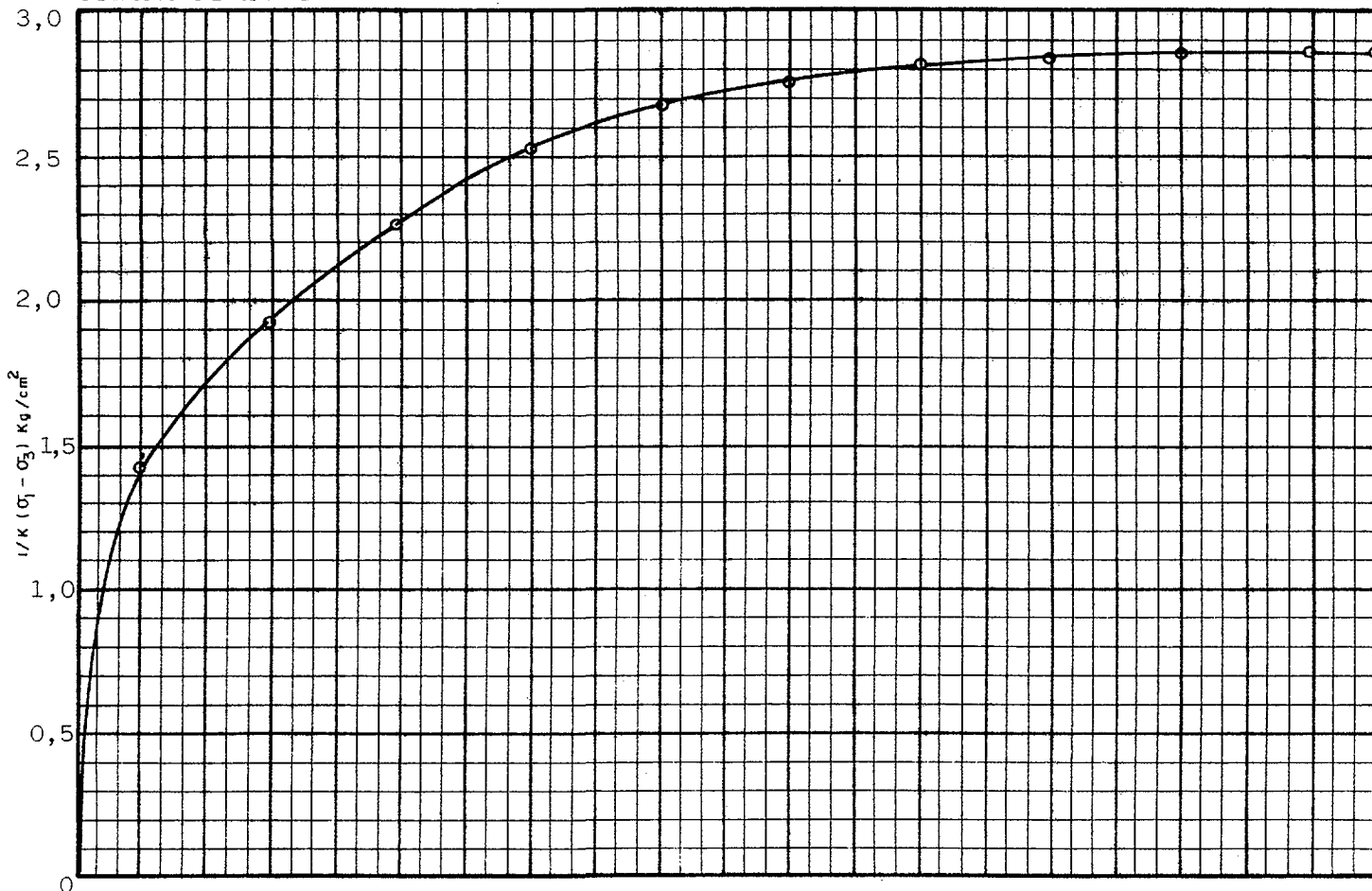
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4711

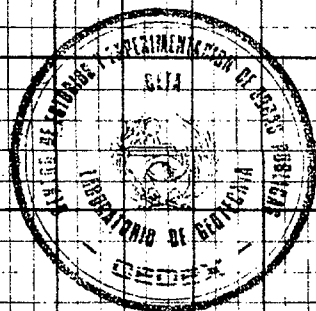
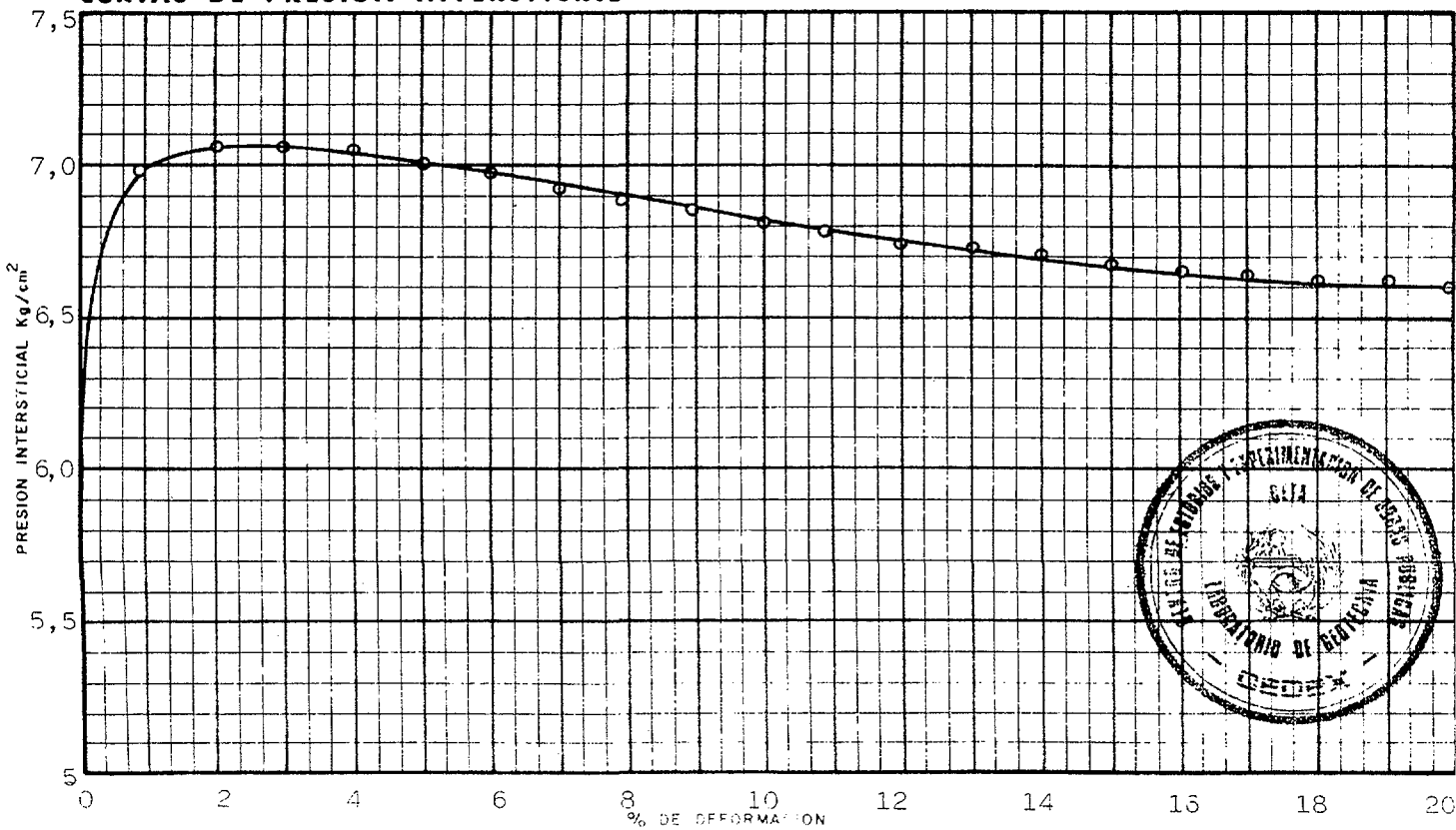
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I					
σ_3 Kg/cm ²	7,700					
VALORES DE K	1					

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



**ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CON
CONSOLIDACIÓN PREVIA Y ROTURA CON DRENAJE**

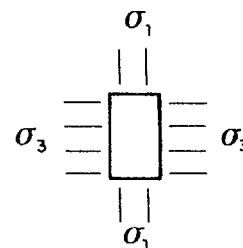
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4932

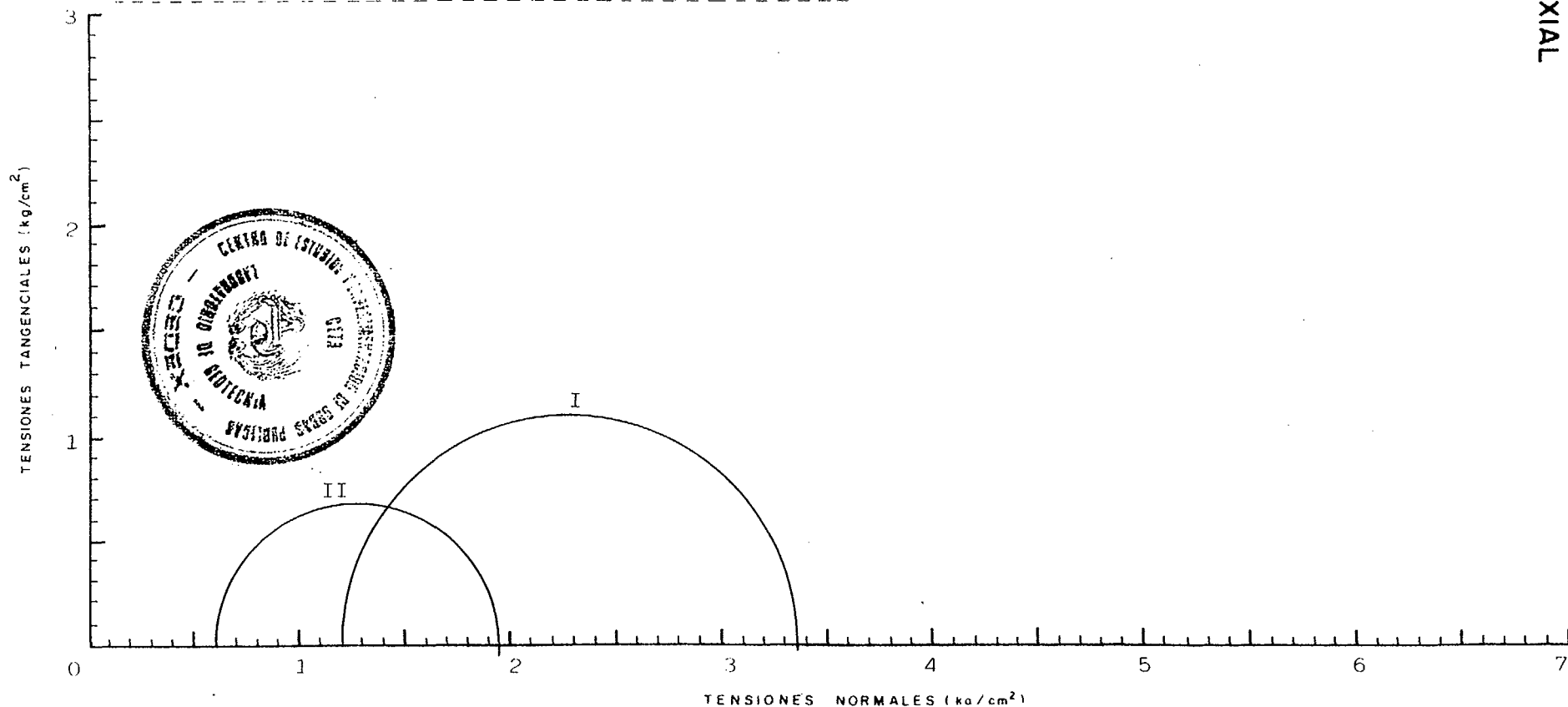
Tipo de muestra Inalterada \varnothing 1½"

Tipo de ensayo Con consolidación previa y
rotura con drenaje



PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	7,200	6,600			
% HUM INICIAL	59,0	59,1			
% HUM FINAL	44,7	40,9			
DENSIDAD SECA	1,05	1,06			
% DEFORMACION A LA ROTURA	20	20			
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF	90	90			

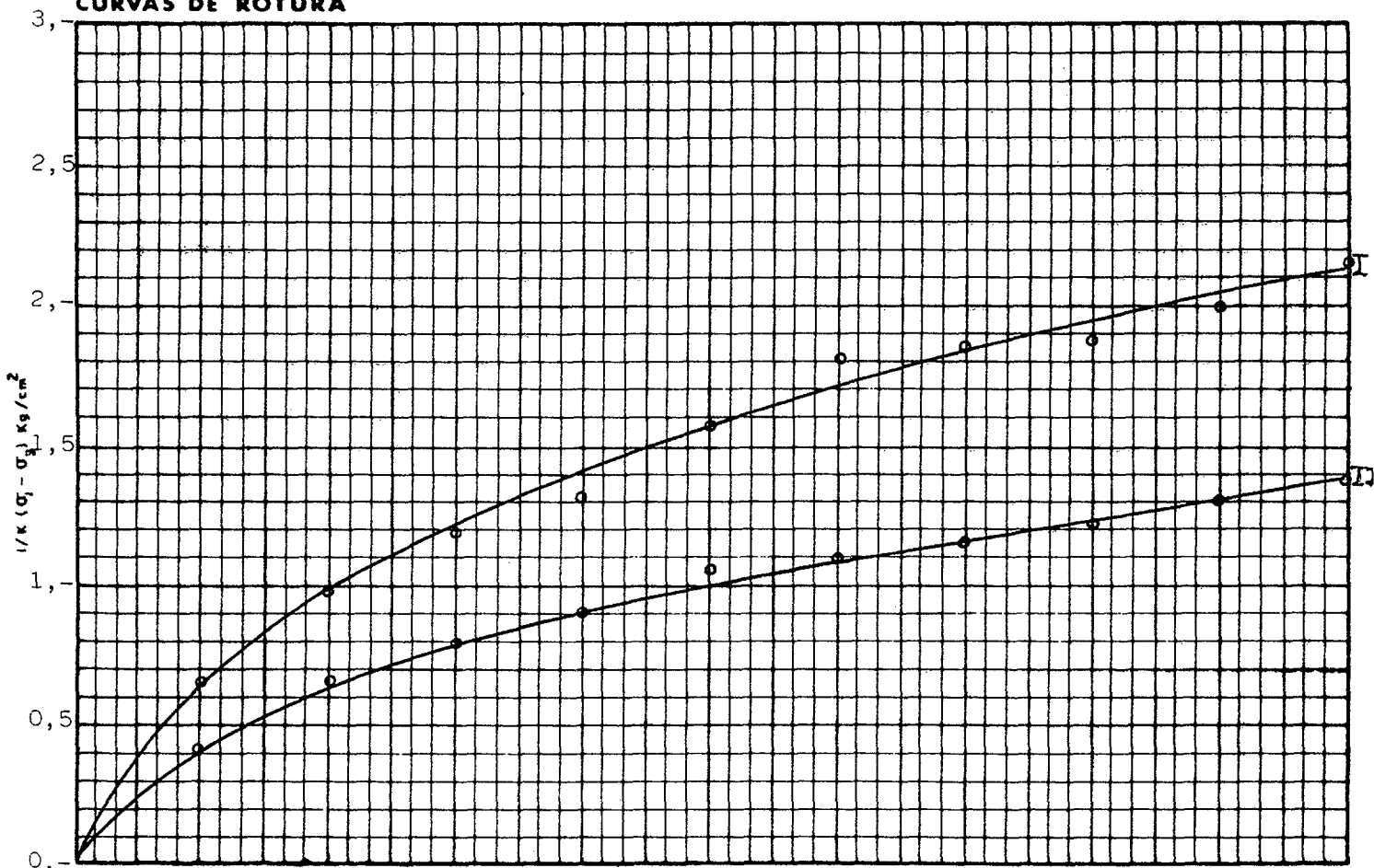
Saturación con contrapresión de 6 Kp/cm²



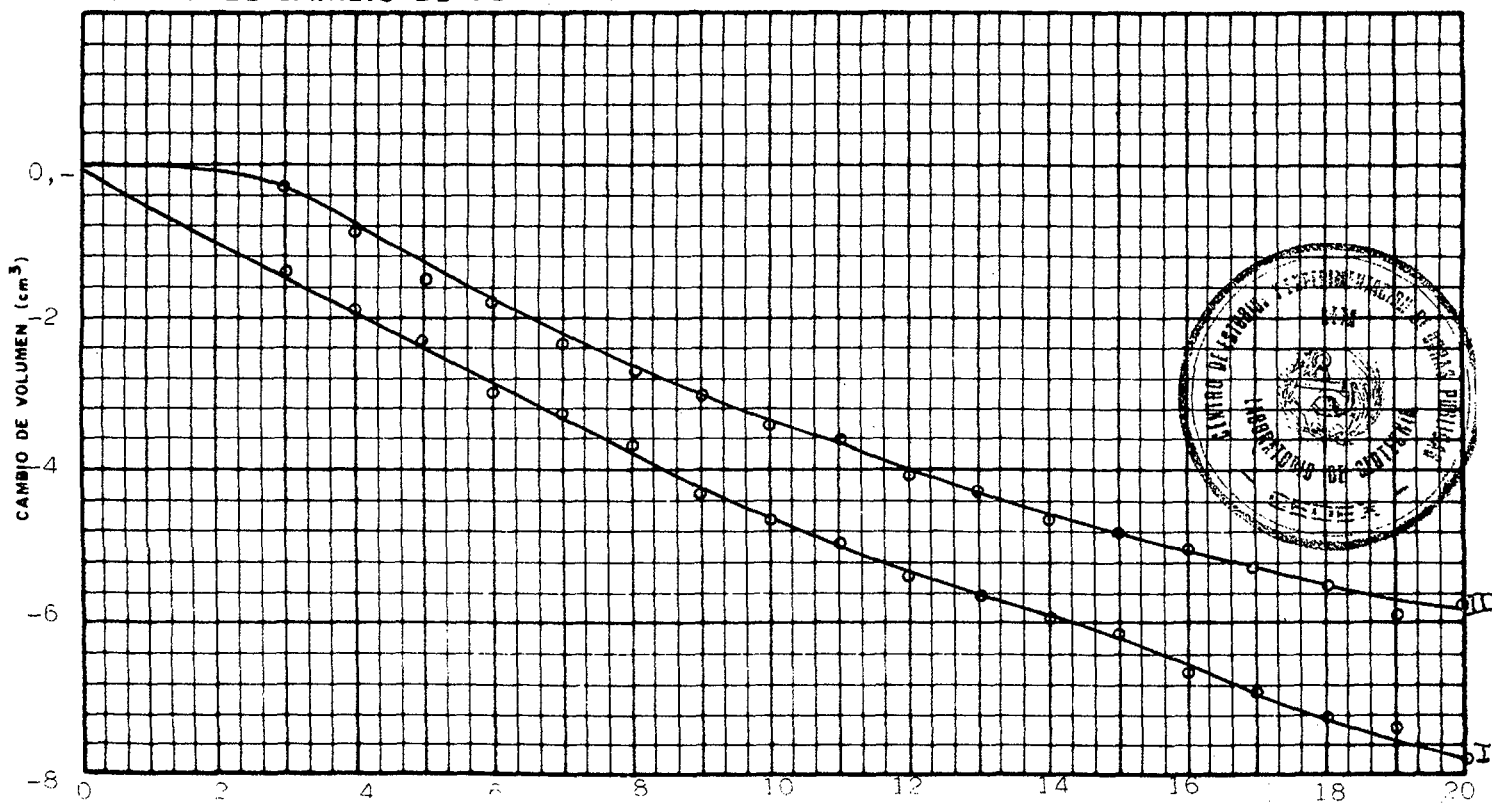
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II				
σ_3 Kg/cm ²	7,200	6,600				
VALORES DE K	1	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE CAMBIO DE VOLUMEN

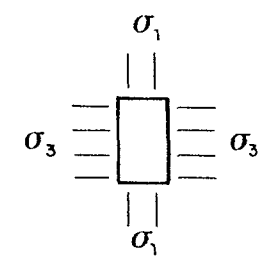


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

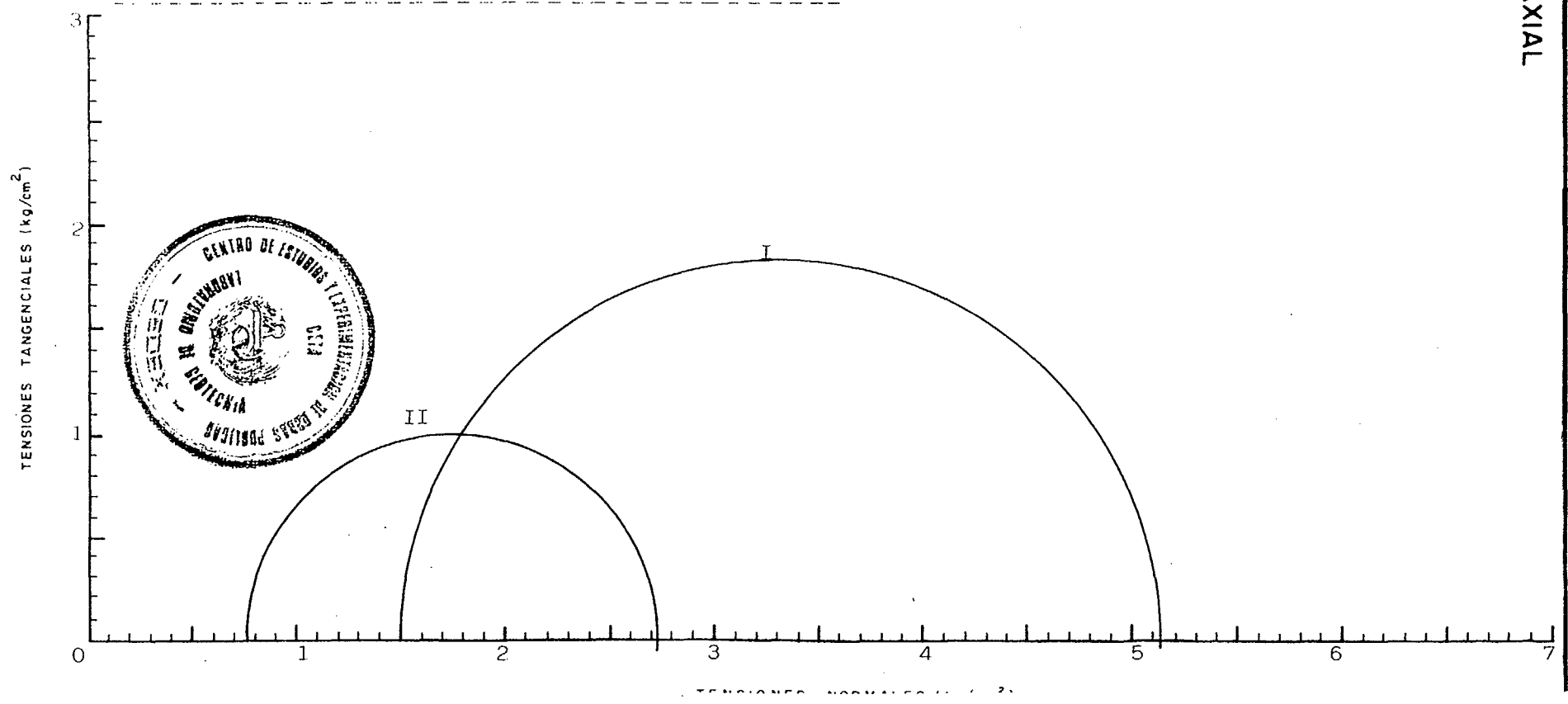
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO MUESTRA Nº 4937

PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	7,500	6,750			
% HUM INICIAL	59,2	61,1			
% HUM FINAL	45,8	53,8			
DENSIDAD SECA	1,05	1,03			
% DEFORMACION A LA ROTURA	20	20			
VELOCIDAD DEL ENSAYO					
MINUTOS PARA 1% DEF	70	70			

Tipo de muestra Inalterada \varnothing 1½"
Tipo de ensayo Con consolidación previa y
rotura con drenaje



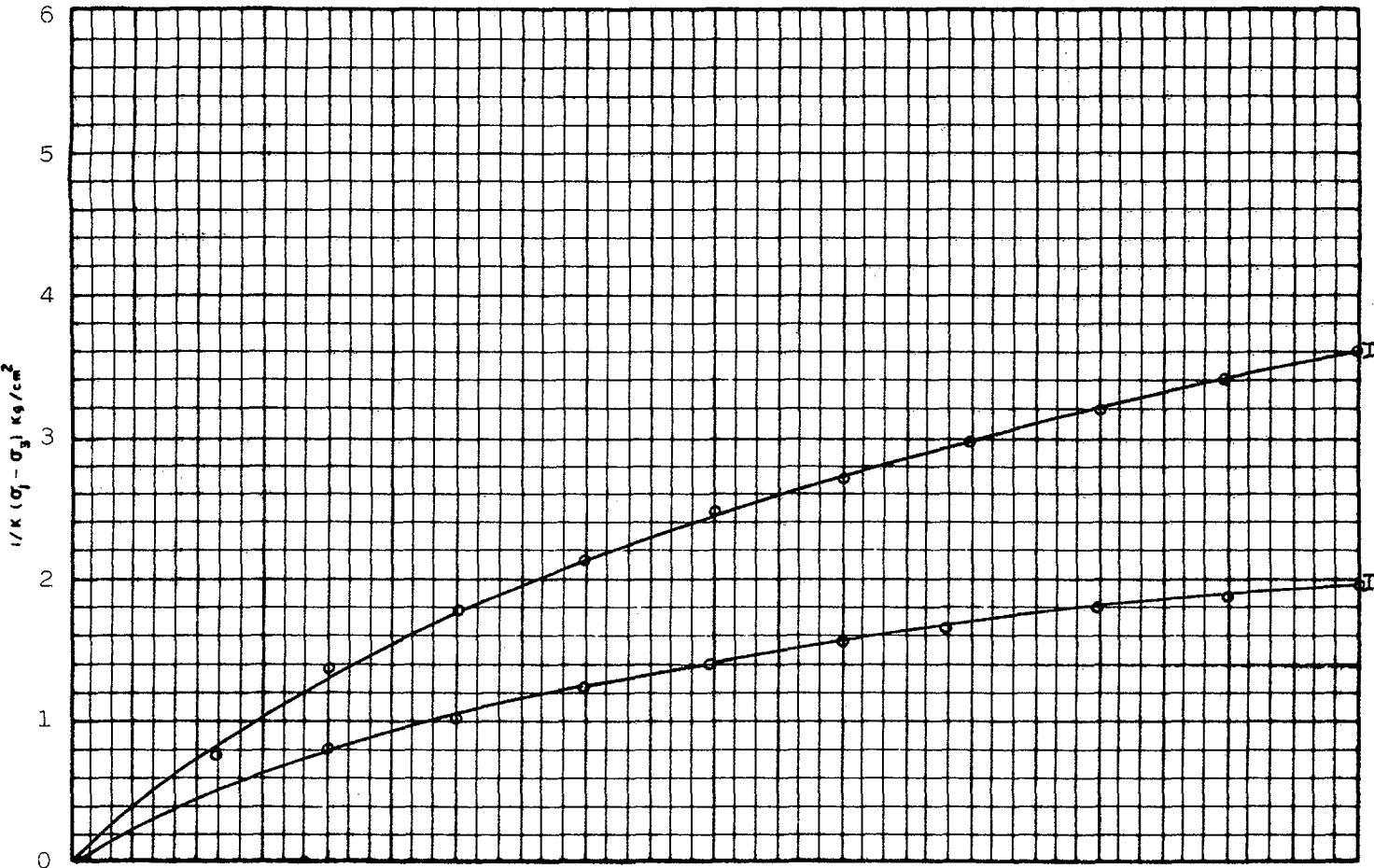
Saturación con contrapresión de 6 kp/cm²



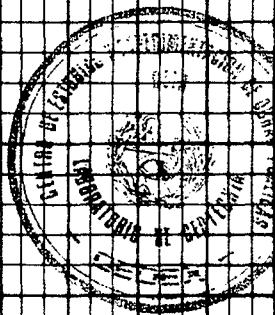
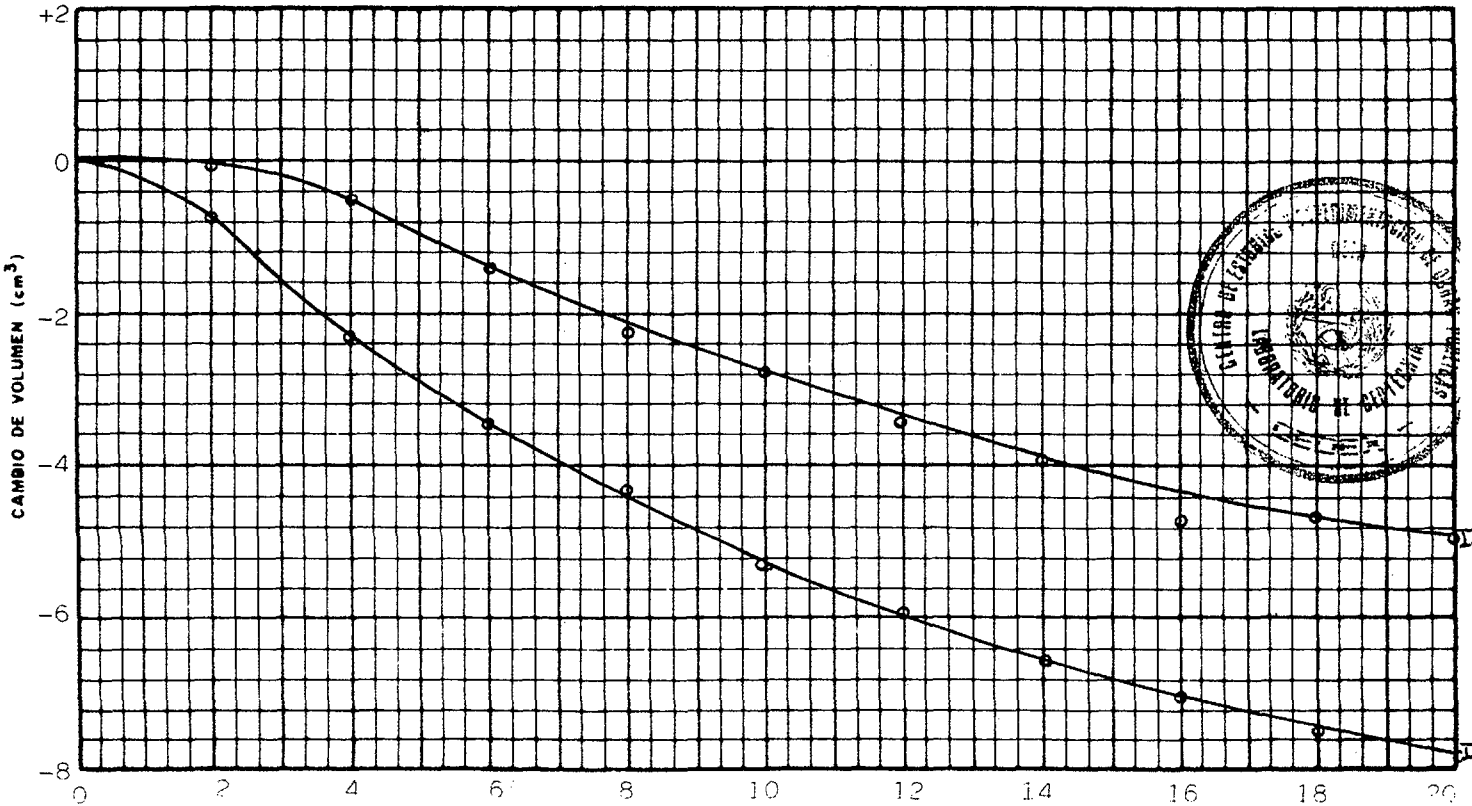
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II				
σ_3 Kg/cm ²	7,500	6,750				
VALORES DE K	1	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE CAMBIO DE VOLUMEN



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

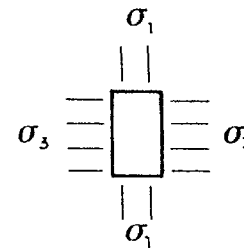
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4938

PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	7,60	6,80			
% HUM INICIAL	78,1	74,7			
% HUM FINAL	51,8	58,4			
DENSIDAD SECA	0,92	0,94			
% DEFORMACION A LA ROTURA	16	16			
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF	80	80			

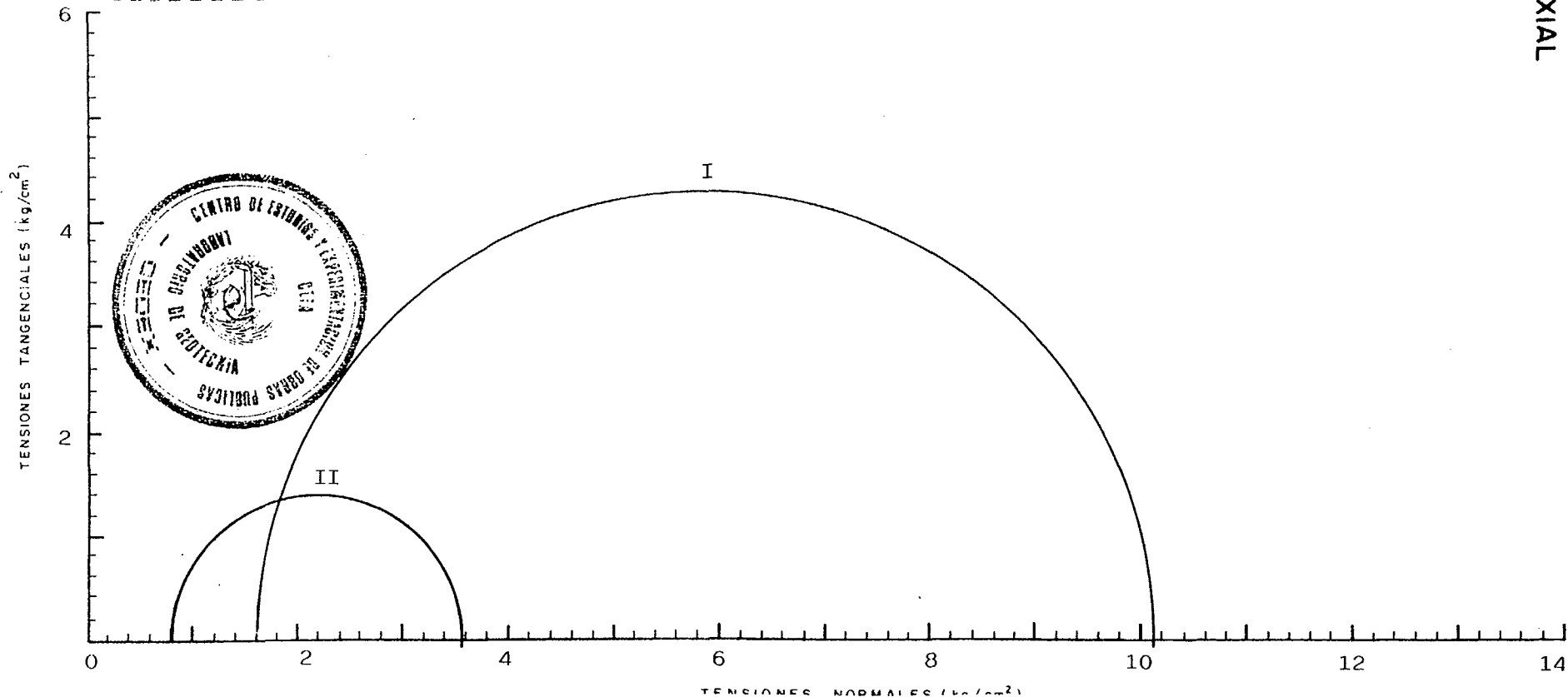
Tipo de muestra Inalterada ϕ : 1½"

Tipo de ensayo Con consolidación previa y rotura con drenaje



Saturación con contrapresión de

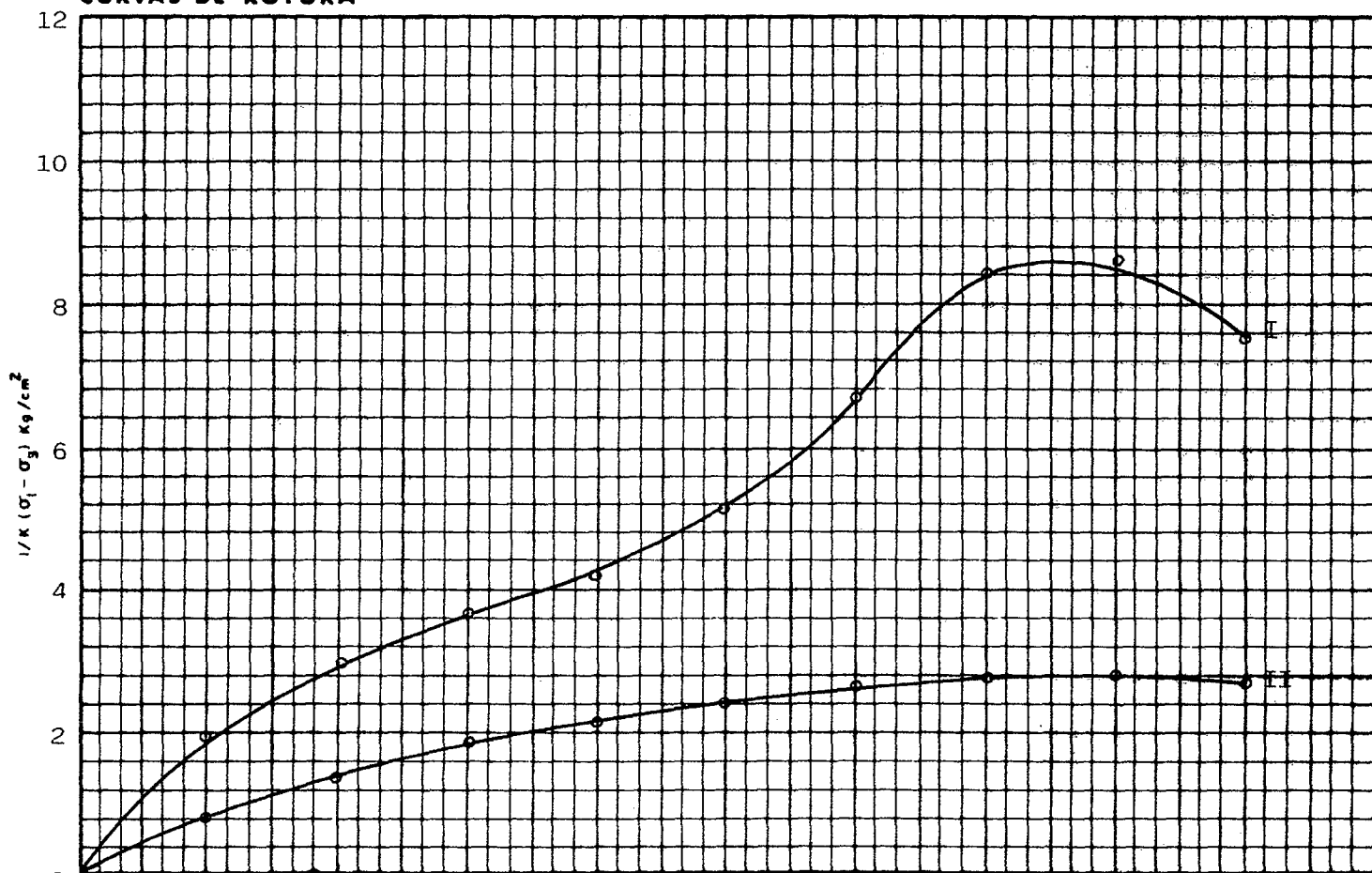
6 Kp/cm²



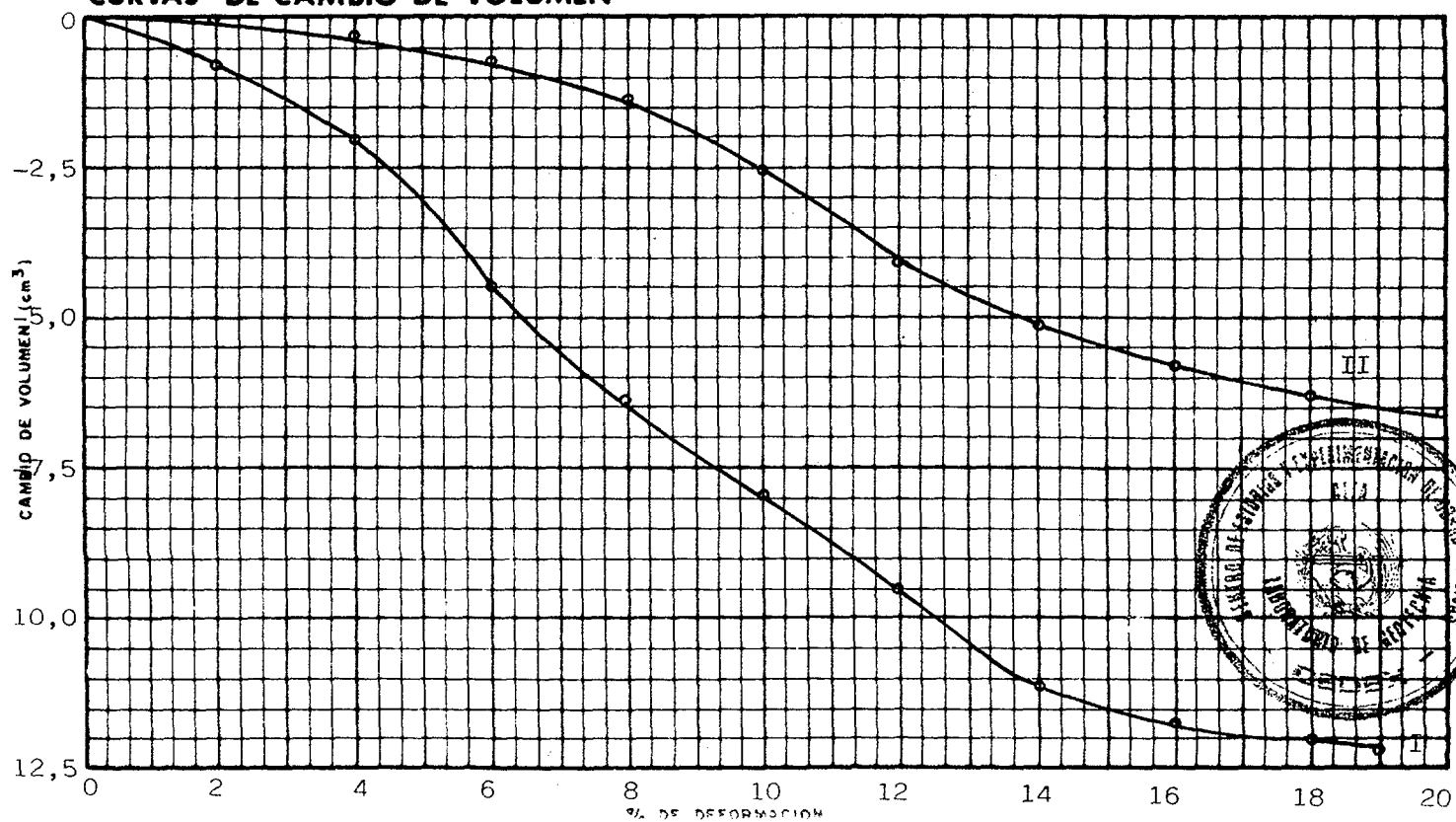
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II				
σ_3 Kg/cm ²	7,60	6,80				
VALORES DE K	1	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE CAMBIO DE VOLUMEN

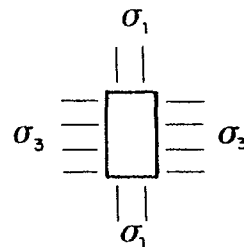


PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	7,800	6,900			
% HUM INICIAL	53,5	52,7			
% HUM FINAL	40,2	49,6			
DENSIDAD SECA	1,10	1,14			
% DEFORMACION A LA ROTURA	20	20			
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF	70	70			

Saturación con contrapresión de 6 Kp/cm²

Tipo de muestra Inalterada \varnothing 1½"

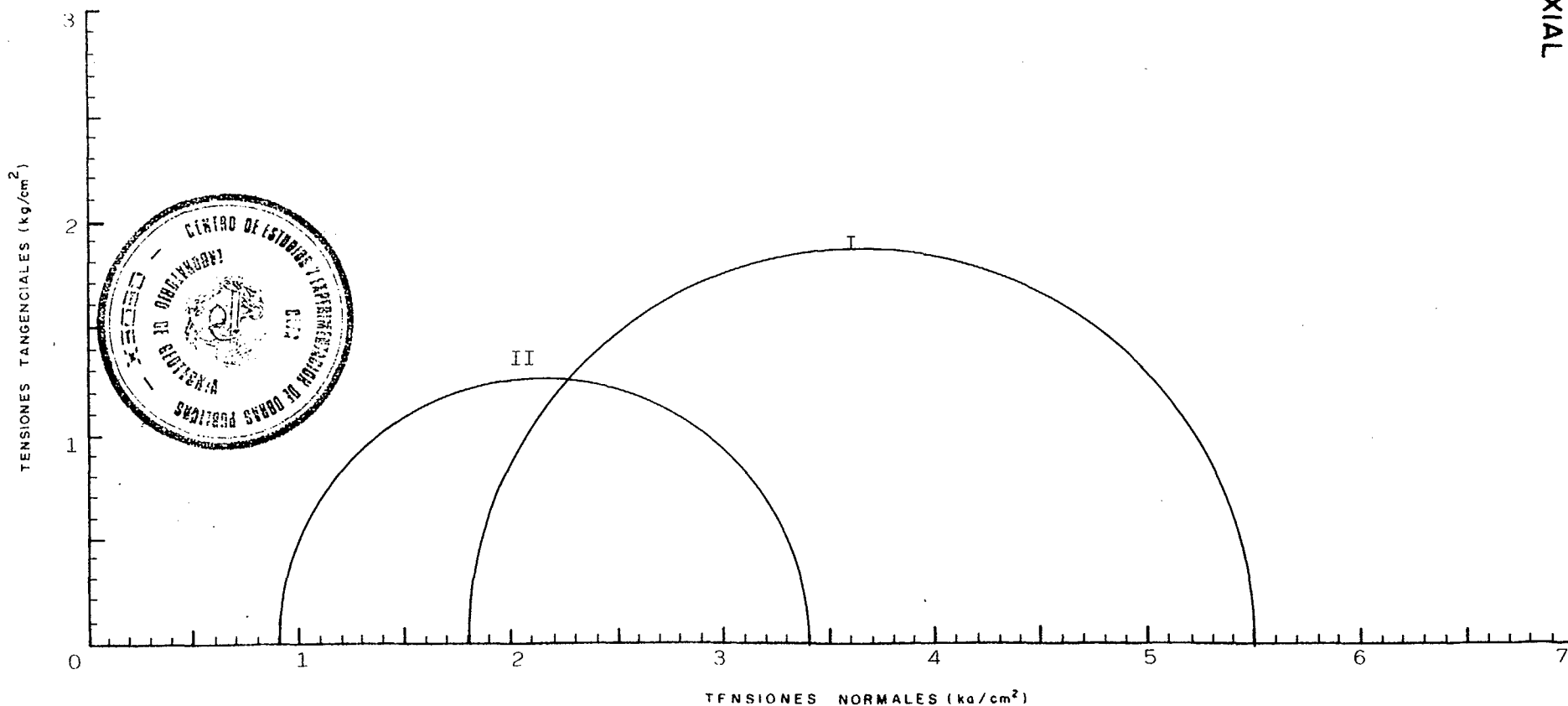
Tipo de ensayo Con consolidación previa y
rotura con drenaje



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

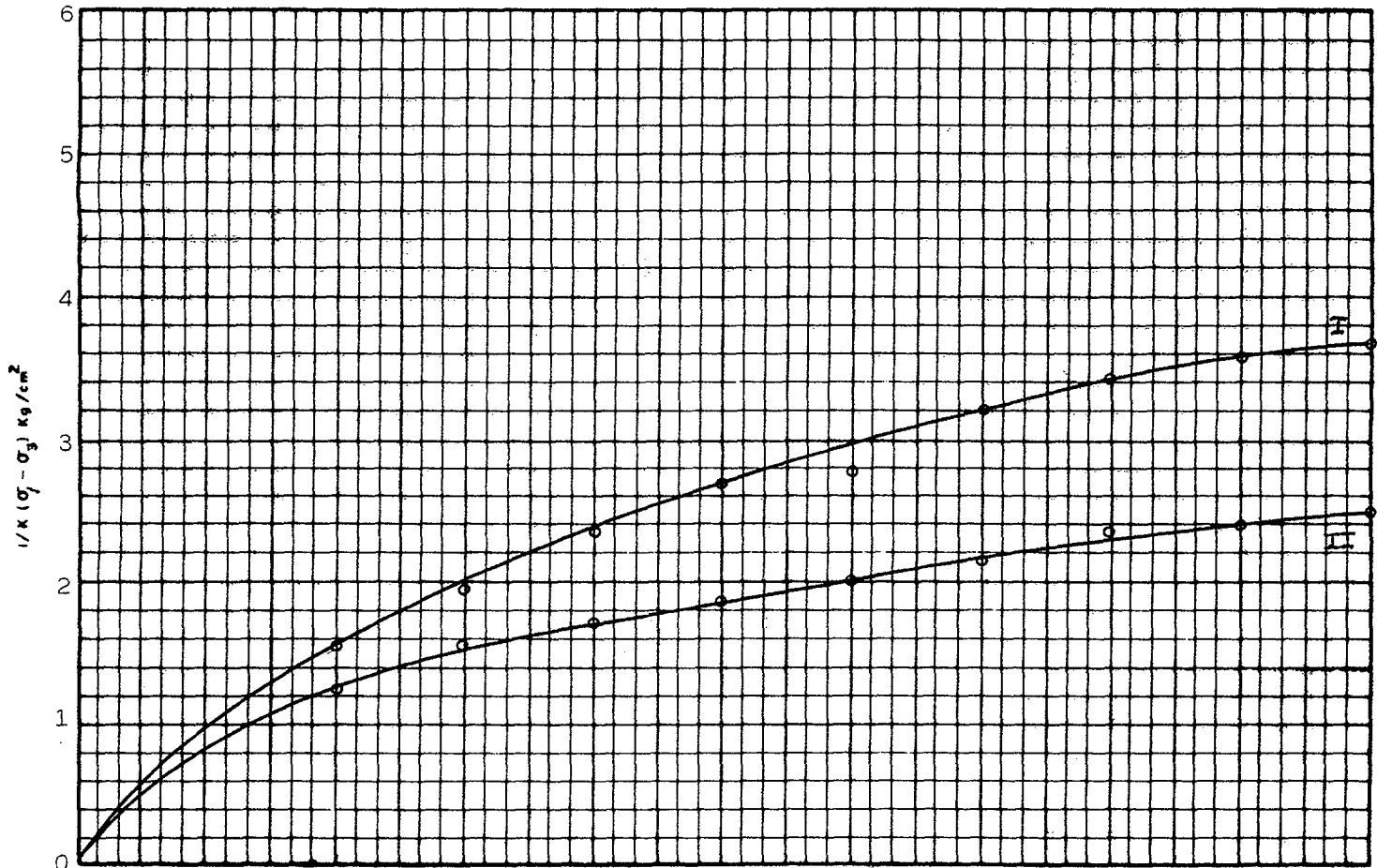
MUESTRA Nº 4940



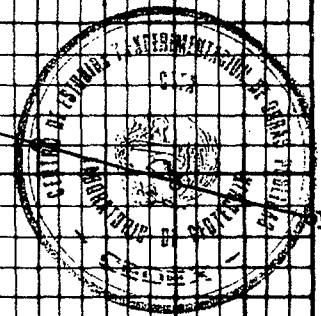
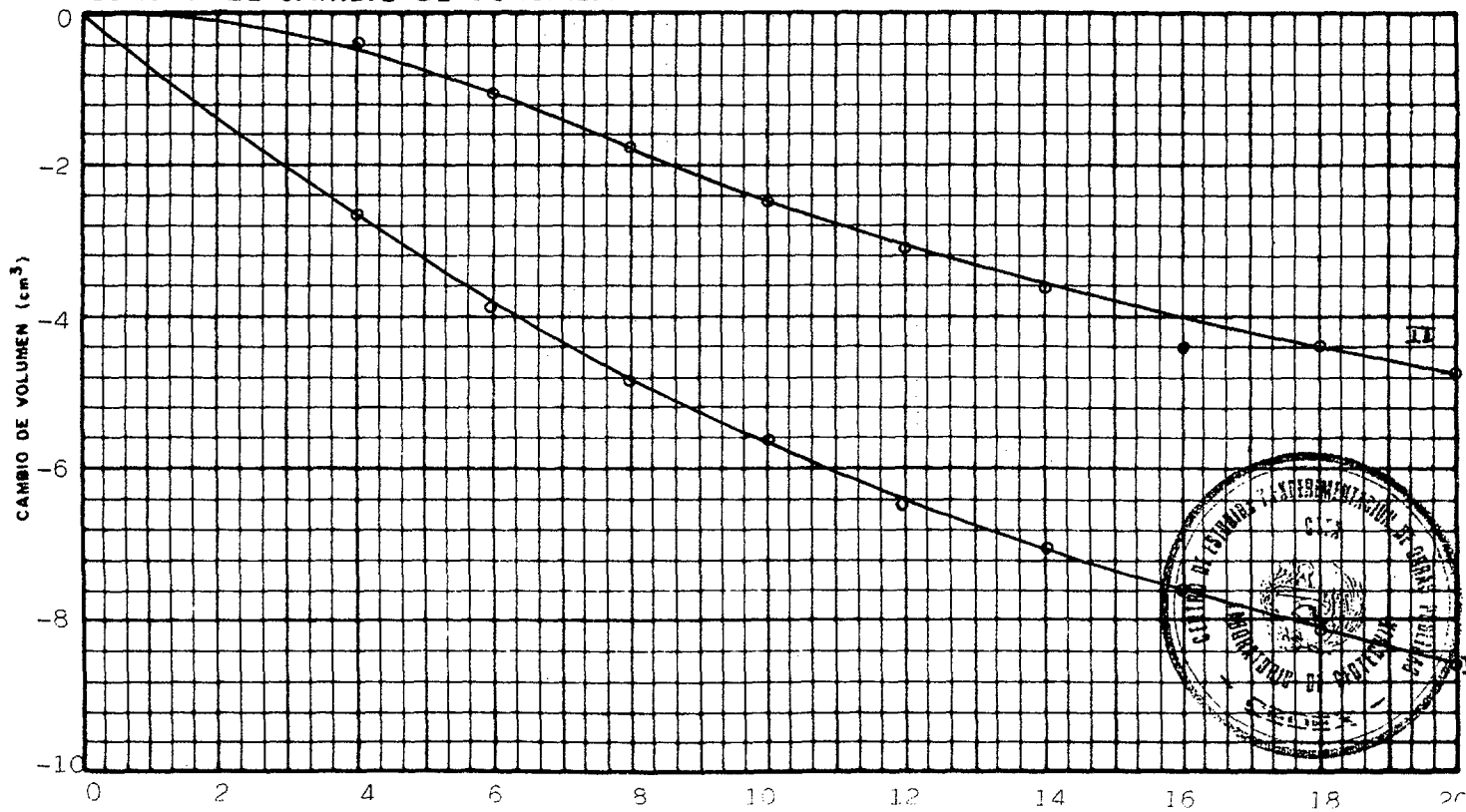
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II				
σ_3 Kg/cm ²	7,800	6,900				
VALORES DE K	1	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE CAMBIO DE VOLUMEN



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

DENOMINACION ESTERILES DE URANIO

MUESTRA Nº 4942

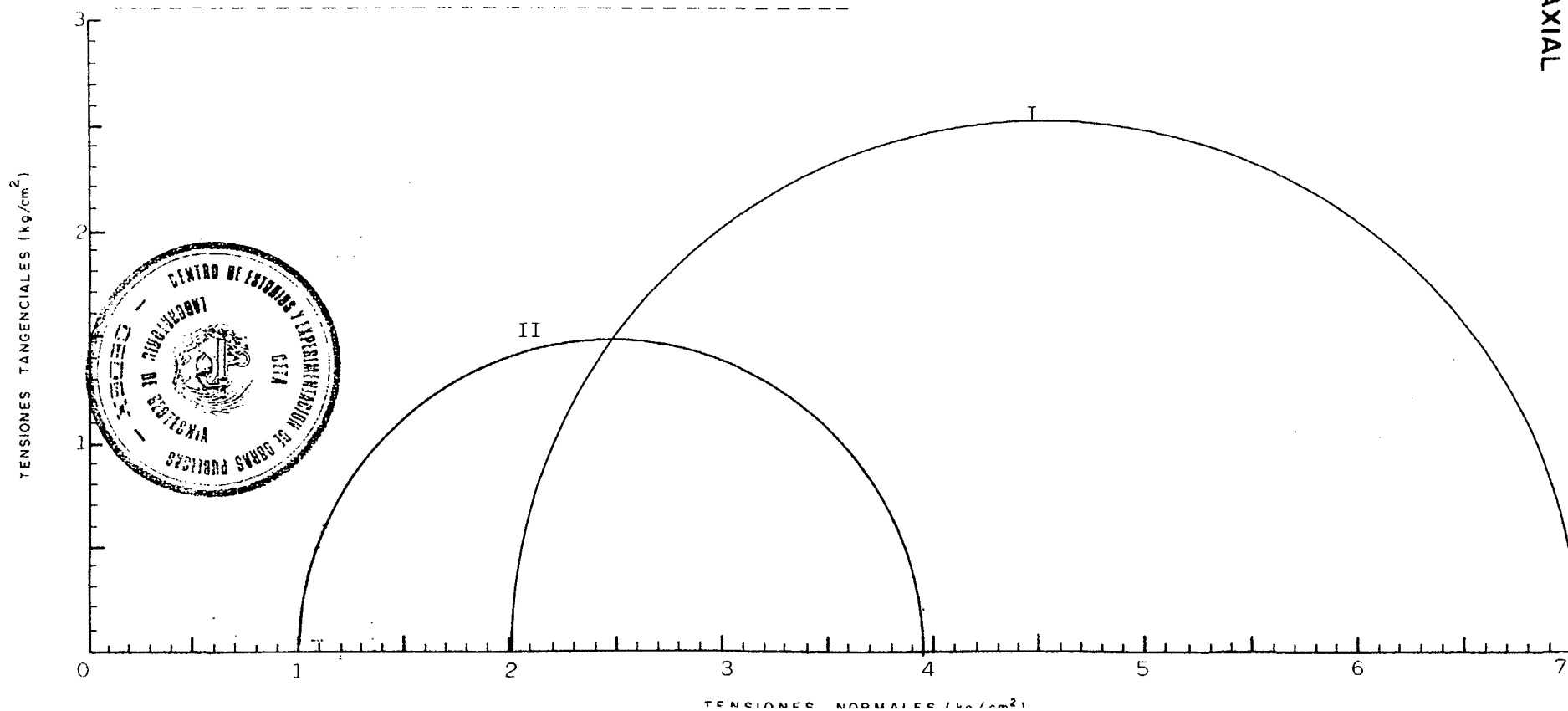
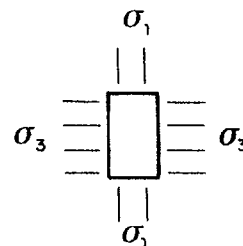
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	8,00	7,00			
% HUM INICIAL	59,0	58,0			
% HUM FINAL	48,7	50,2			
DENSIDAD SECA	1,06	1,07			
% DEFORMACION A LA ROTURA	20	18			
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF	70	70			

Saturación con contrapresión de 6 Kp/cm²

Tipo de muestra Inalterada ϕ 1½"

Tipo de ensayo Con consolidación previa

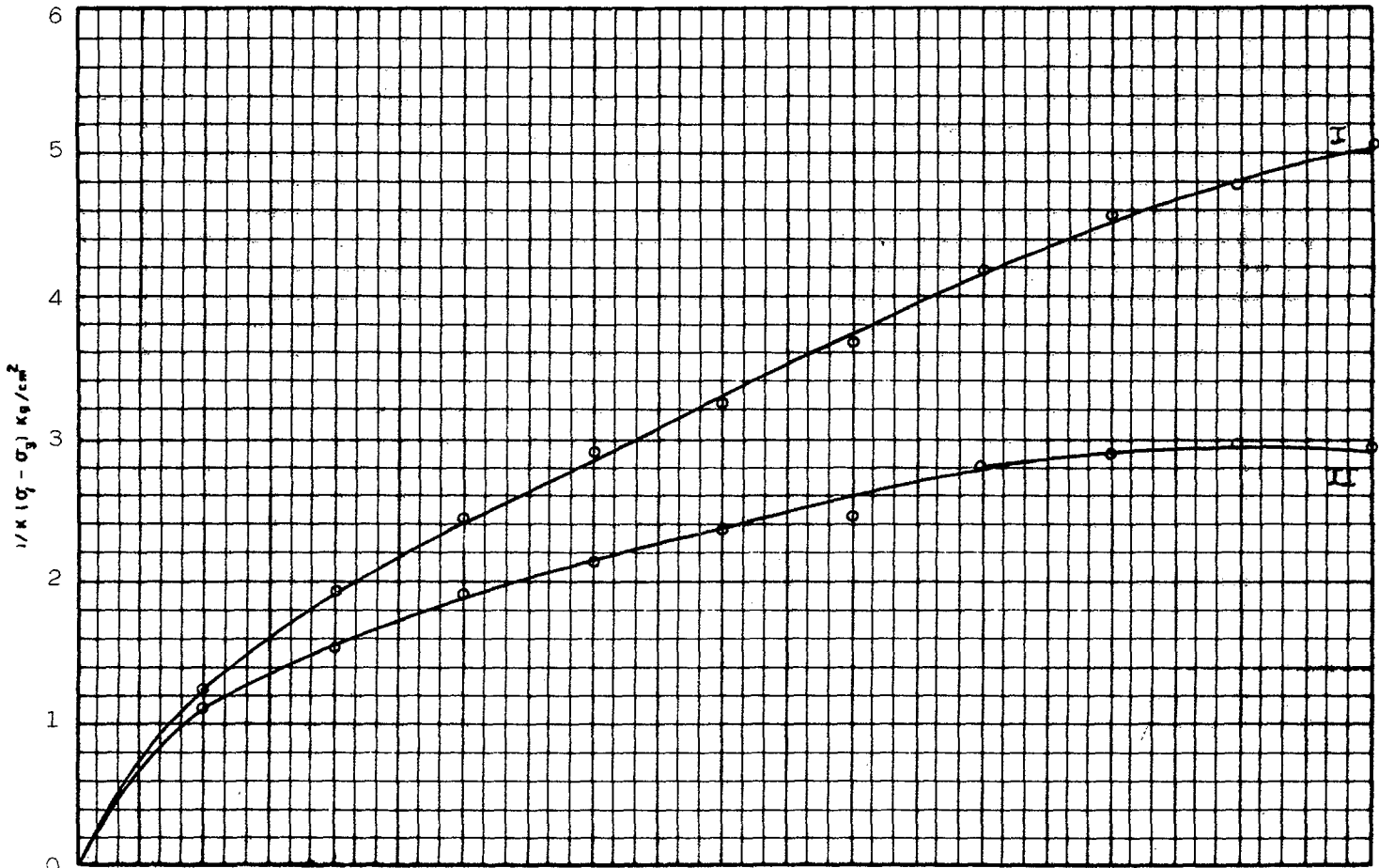
y rotura con drenaje



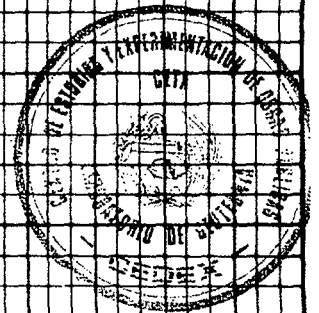
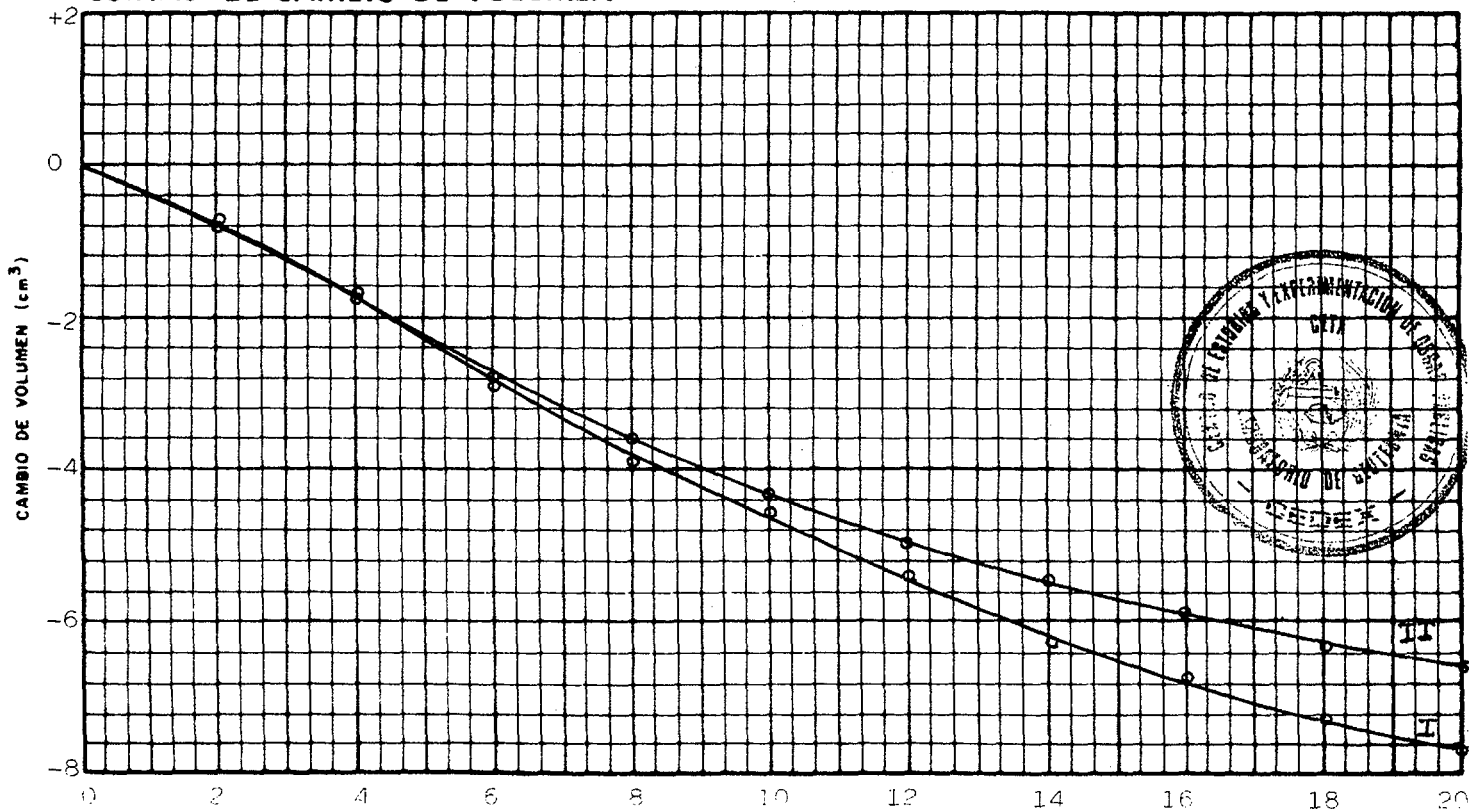
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II				
σ_3 Kg/cm ²	8,00	7,00				
VALORES DE K	1	1				

CURVAS DE ROTURA

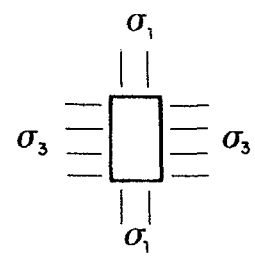


CURVAS DE CAMBIO DE VOLUMEN

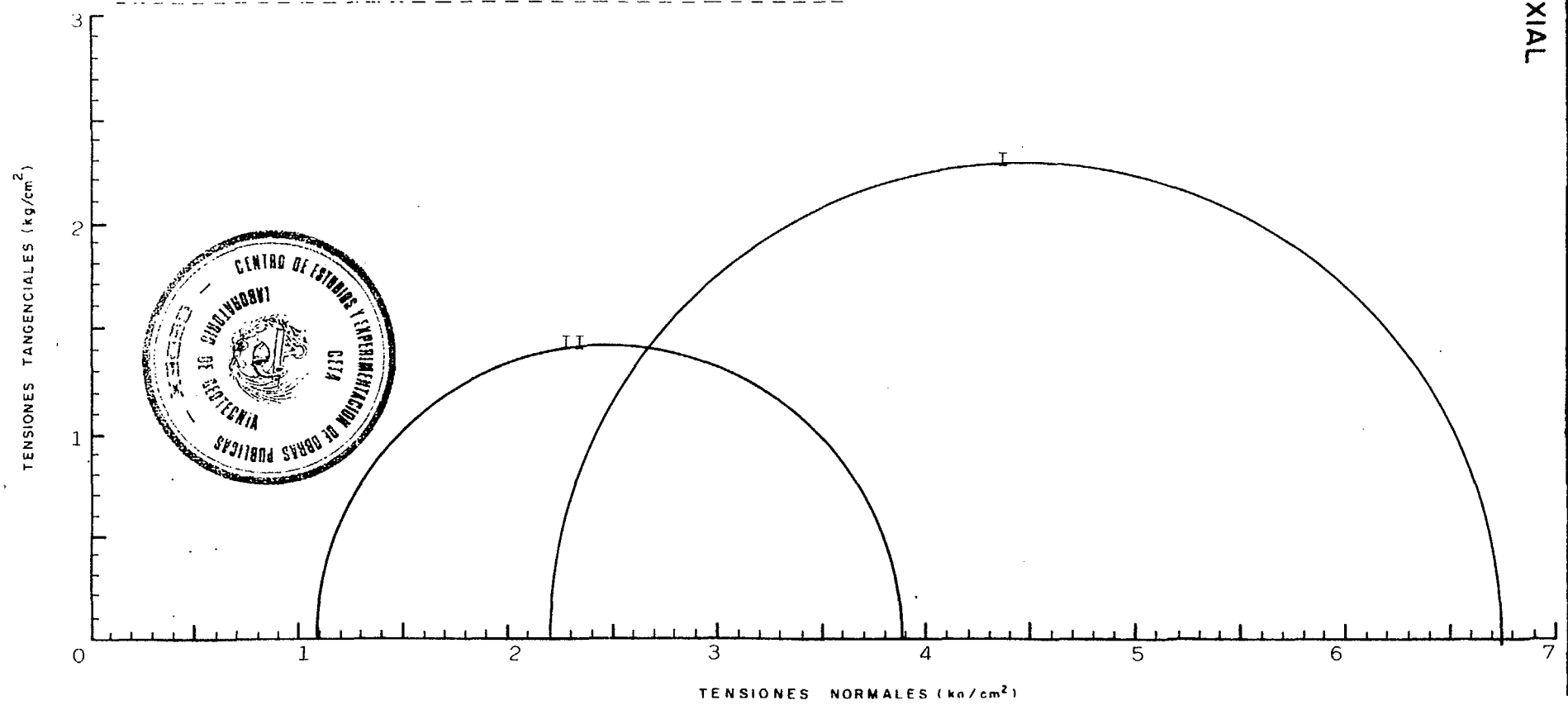


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CIRCULOS DE MOHR

Tipo de muestra Inalterada Ø 1½"
Tipo de ensayo Con consolidación previa y rotura con drenaje



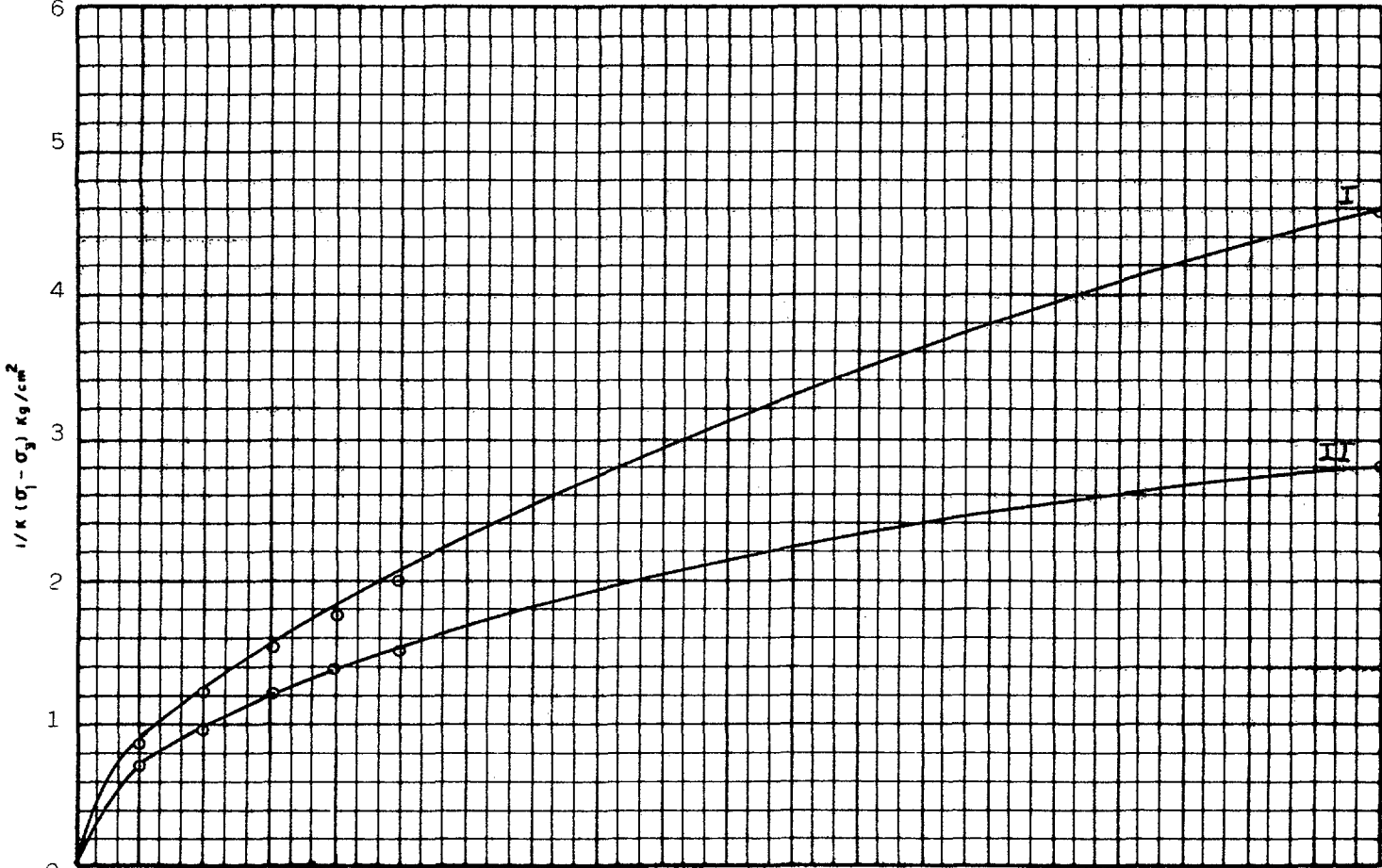
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	8,200	7,100			
% HUM INICIAL	49,9	51,2			
% HUM FINAL	35,4	40,8			
DENSIDAD SECA	1,17	1,14			
% DEFORMACION A LA ROTURA	20	20			
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	70	70			



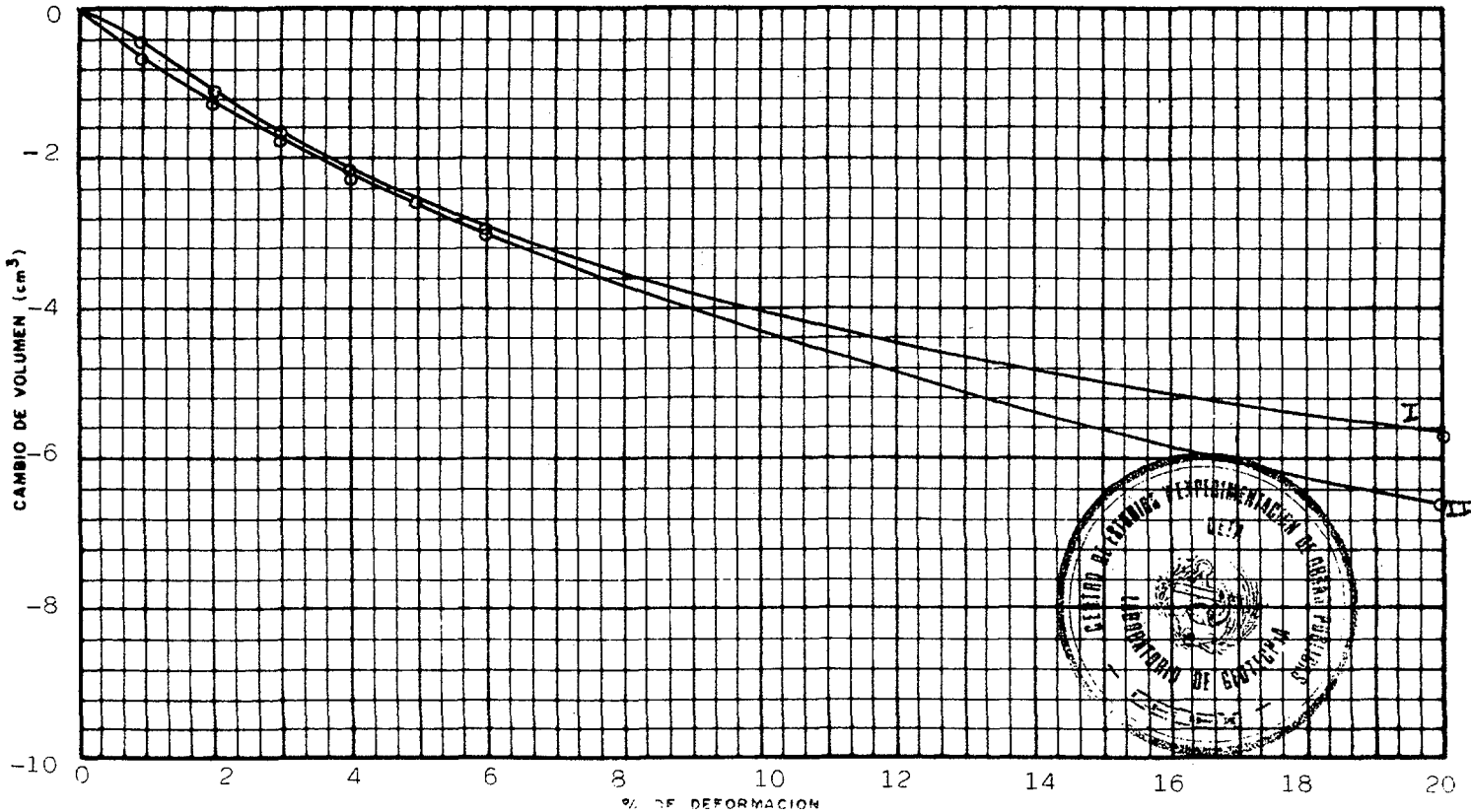
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II				
σ_3 Kg/cm ²	8.200	7.100				
VALORES DE K	1	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE CAMBIO DE VOLUMEN

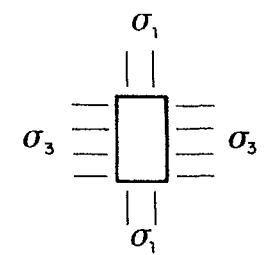


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

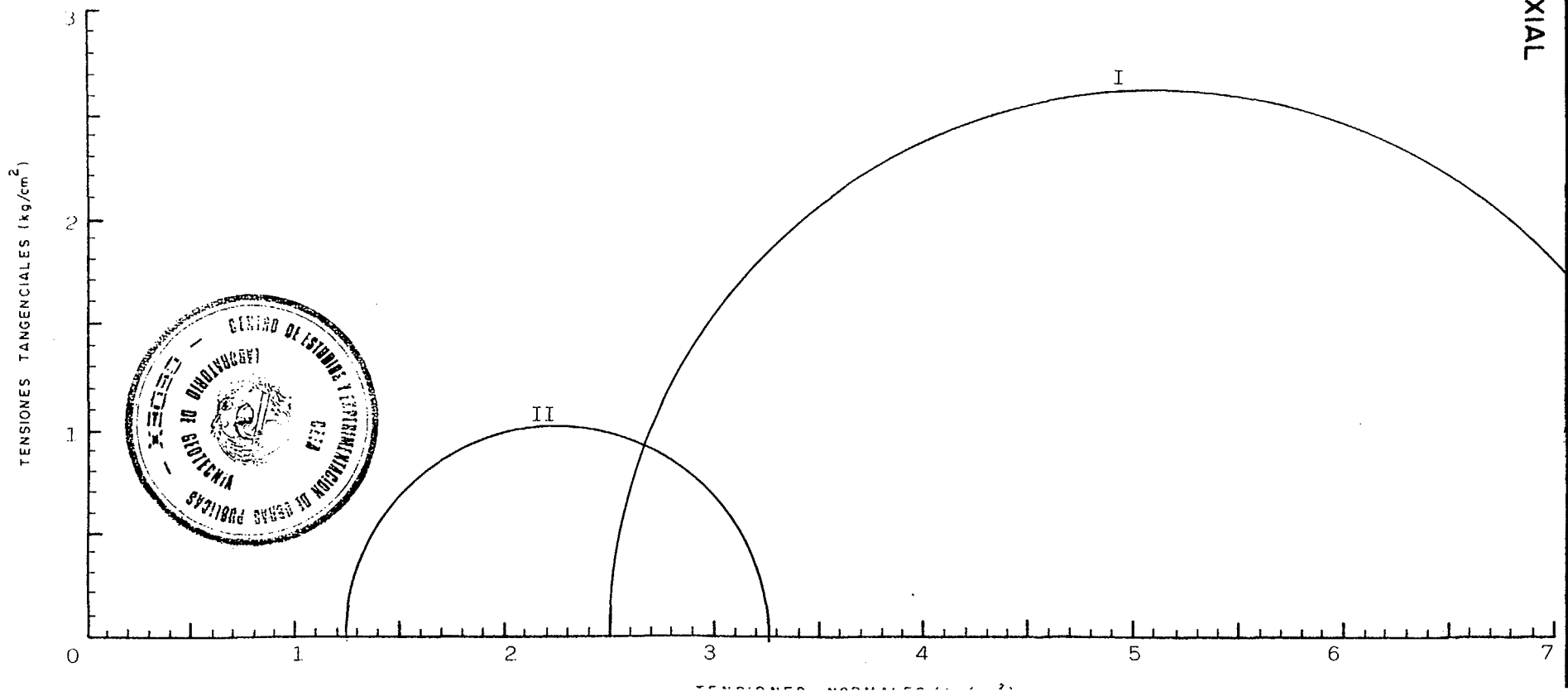
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO MUESTRA Nº 4946

PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	8,500	7,250			
% HUM INICIAL	62,3	61,4			
% HUM FINAL	40,3	44,1			
DENSIDAD SECA	1,03	1,03			
% DEFORMACION A LA ROTURA	20	18			
VELOCIDAD DEL ENSAYO	70	70			
MINUTOS PARA 1% DEF					

Tipo de muestra Inalterada Ø 1½"
Tipo de ensayo Con consolidación previa y
rotura con drenaje



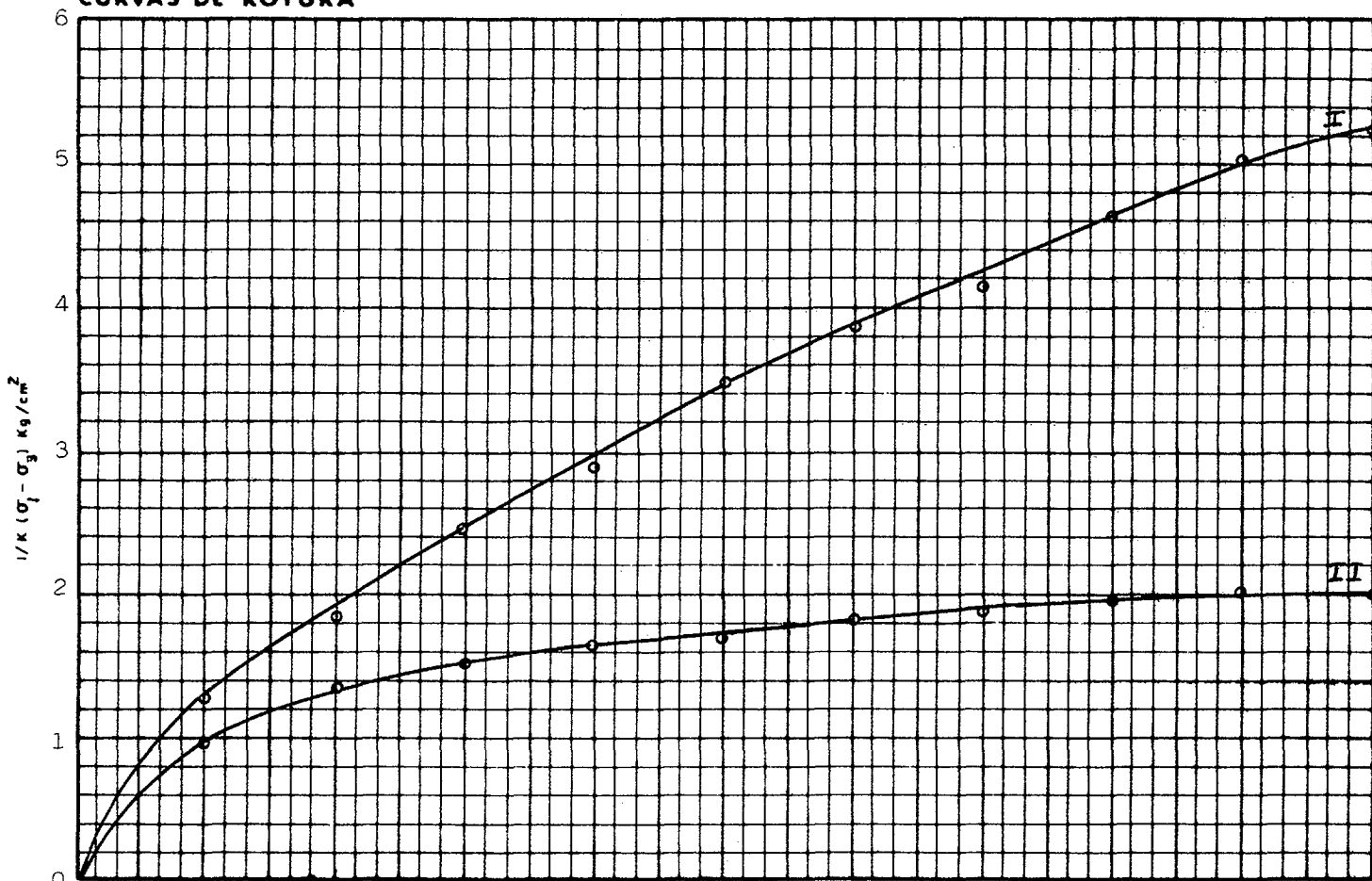
Saturación con contrapresión de 6 Kp/cm²



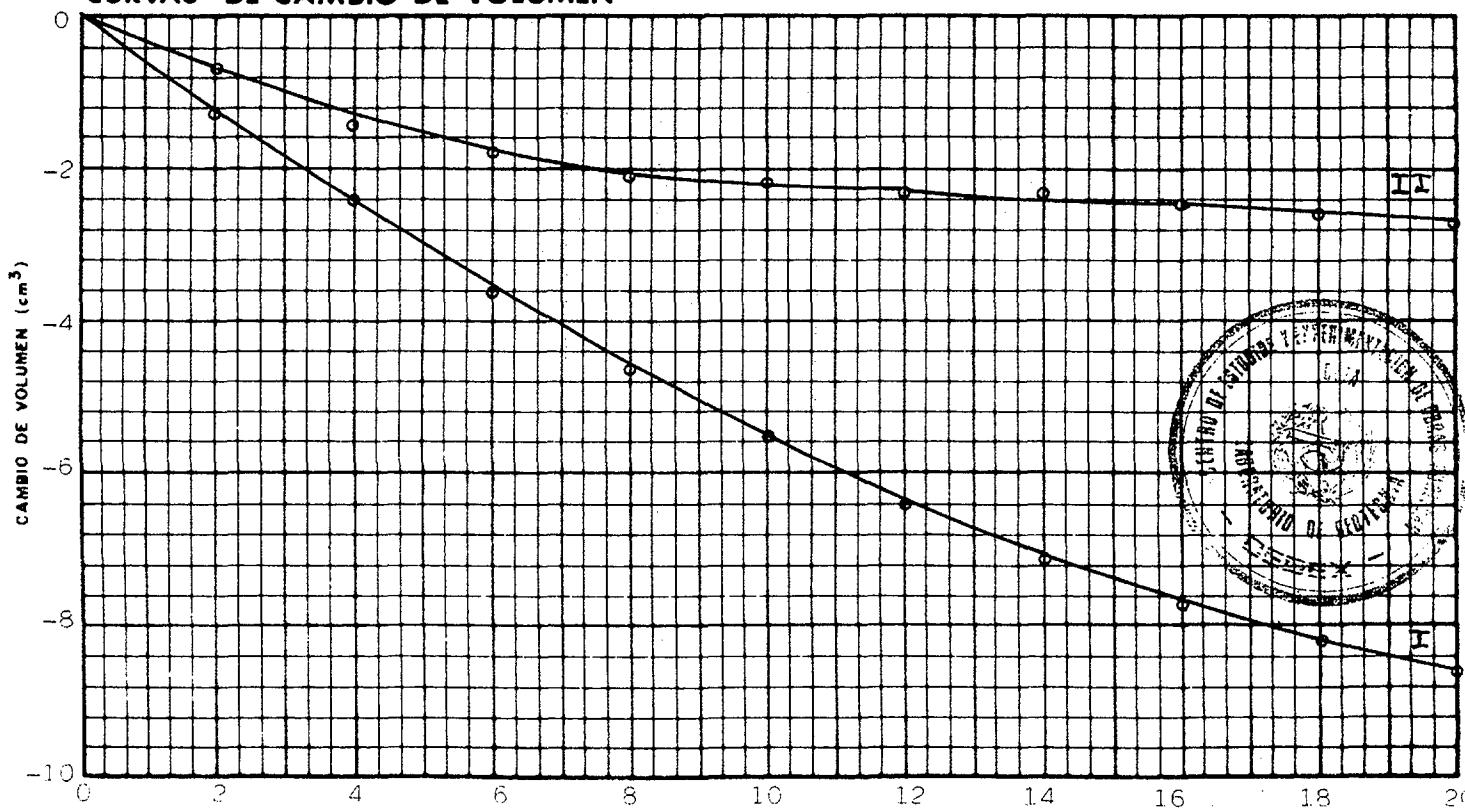
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II				
σ_3 Kg/cm ²	8,500	7,250				
VALORES DE K	1	1				

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE CAMBIO DE VOLUMEN

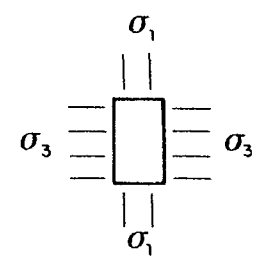


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

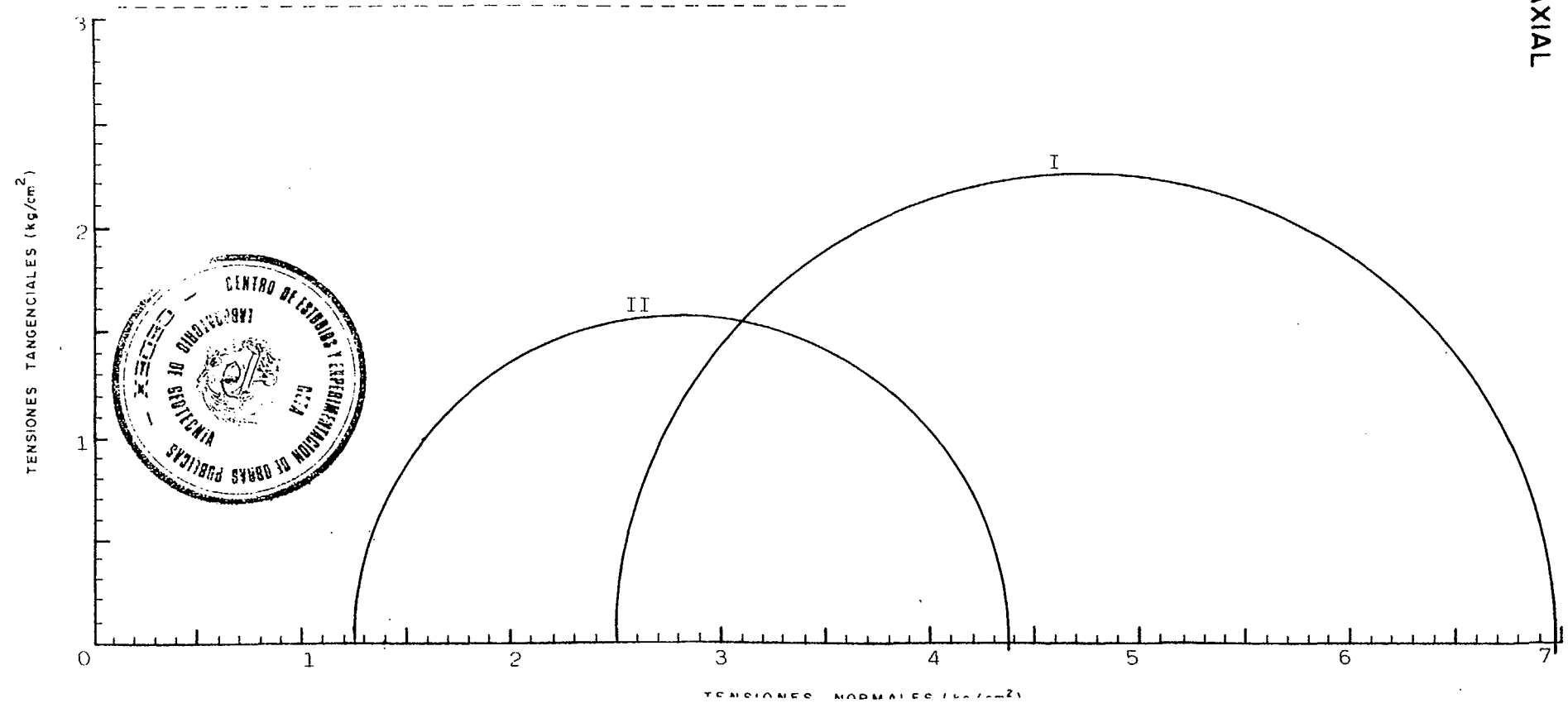
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO MUESTRA Nº 4948

PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	8.500	7.250			
% HUM INICIAL	64,0	60,6			
% HUM FINAL	47,8	48,2			
DENSIDAD SECA	1,00	1,03			
% DEFORMACION A LA ROTURA	20	20			
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF	70	70			

Tipo de muestra Inalterada ϕ 1½"
Tipo de ensayo Con consolidación previa y
rotura con drenaje



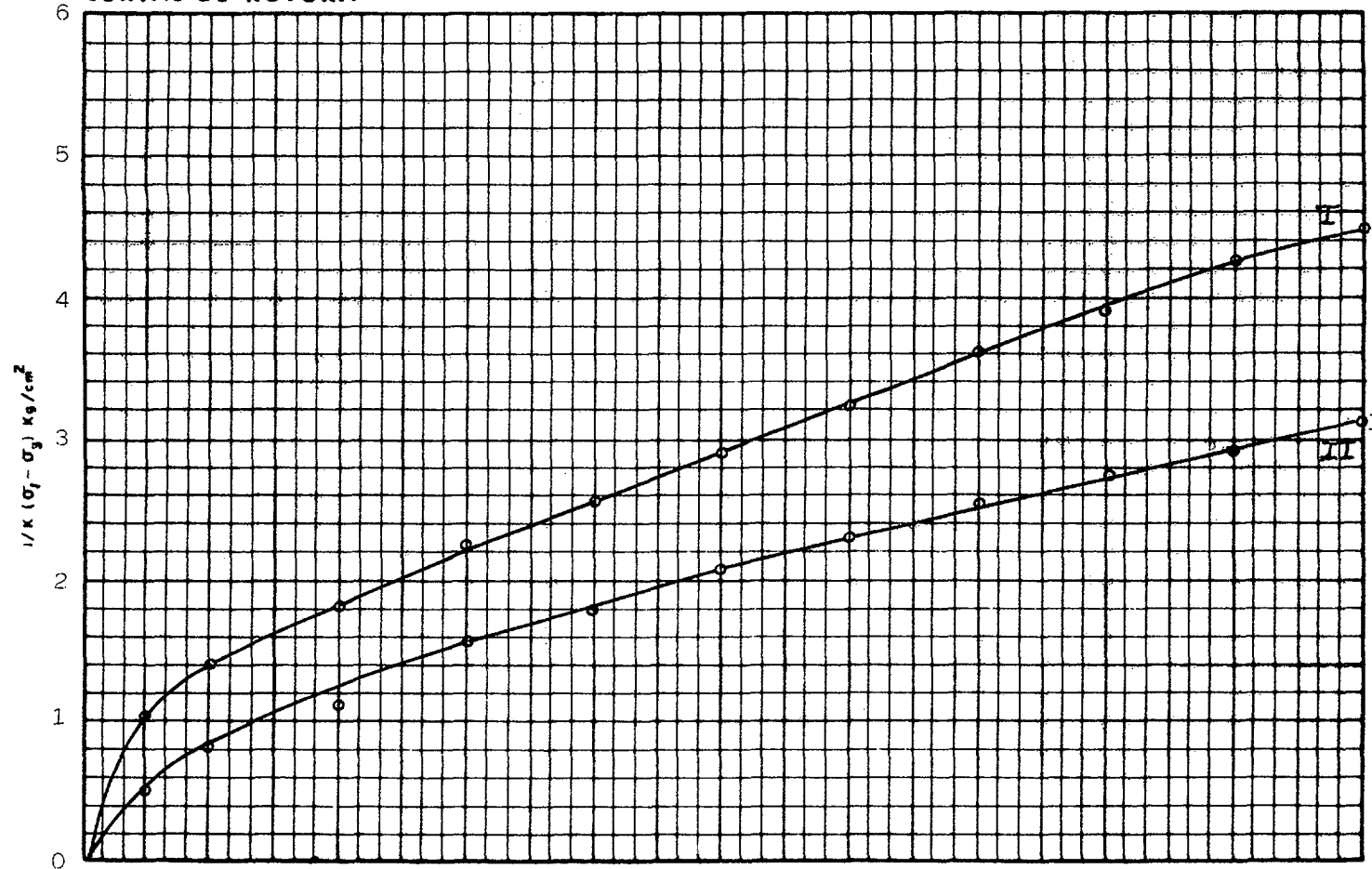
Saturación con contrapresión de 6 Kp/cm²



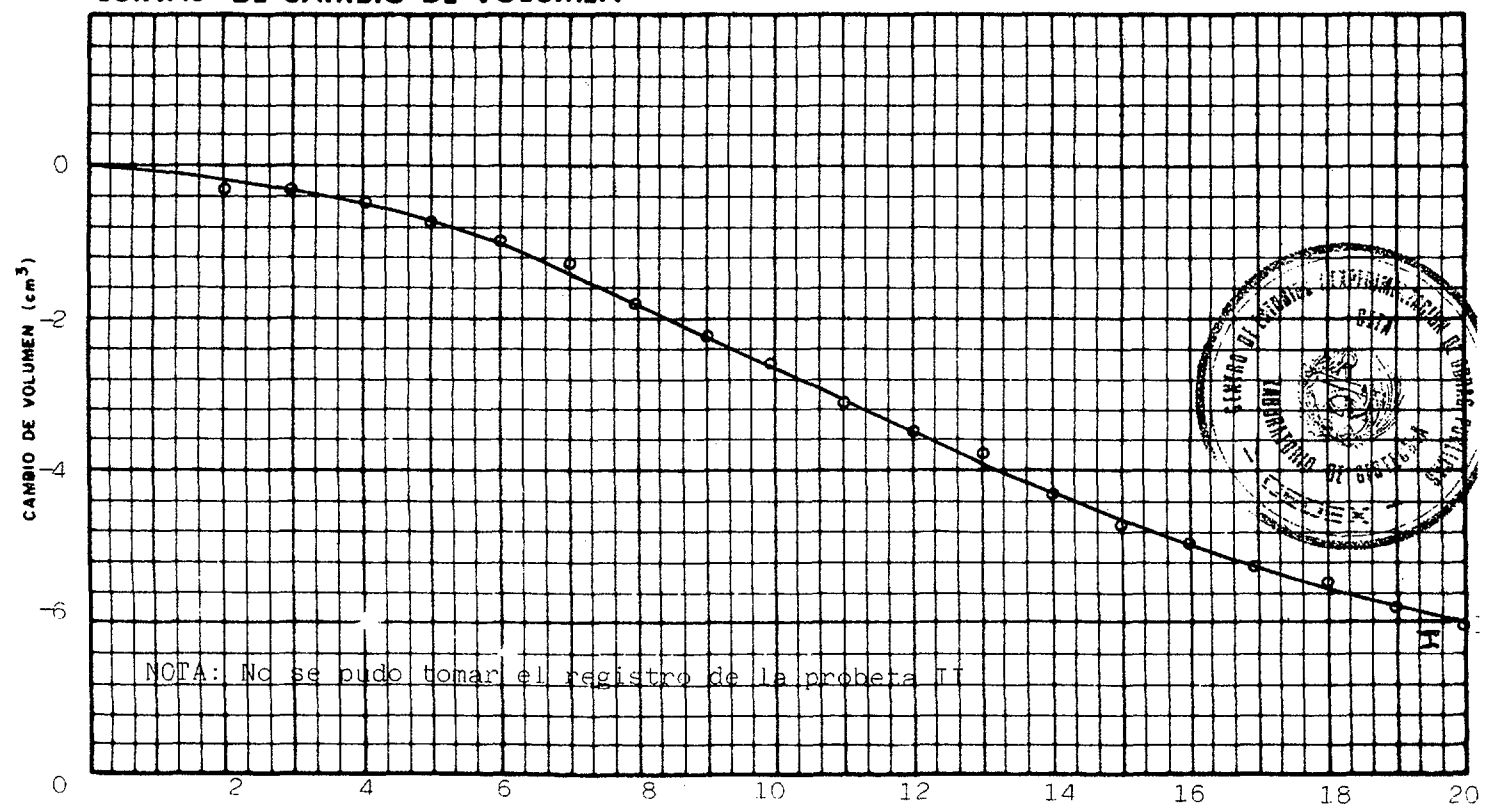
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II				
σ_3 Kg/cm ²	8,500	7,250				
VALORES DE K	1	1				

CURVAS DE ROTURA



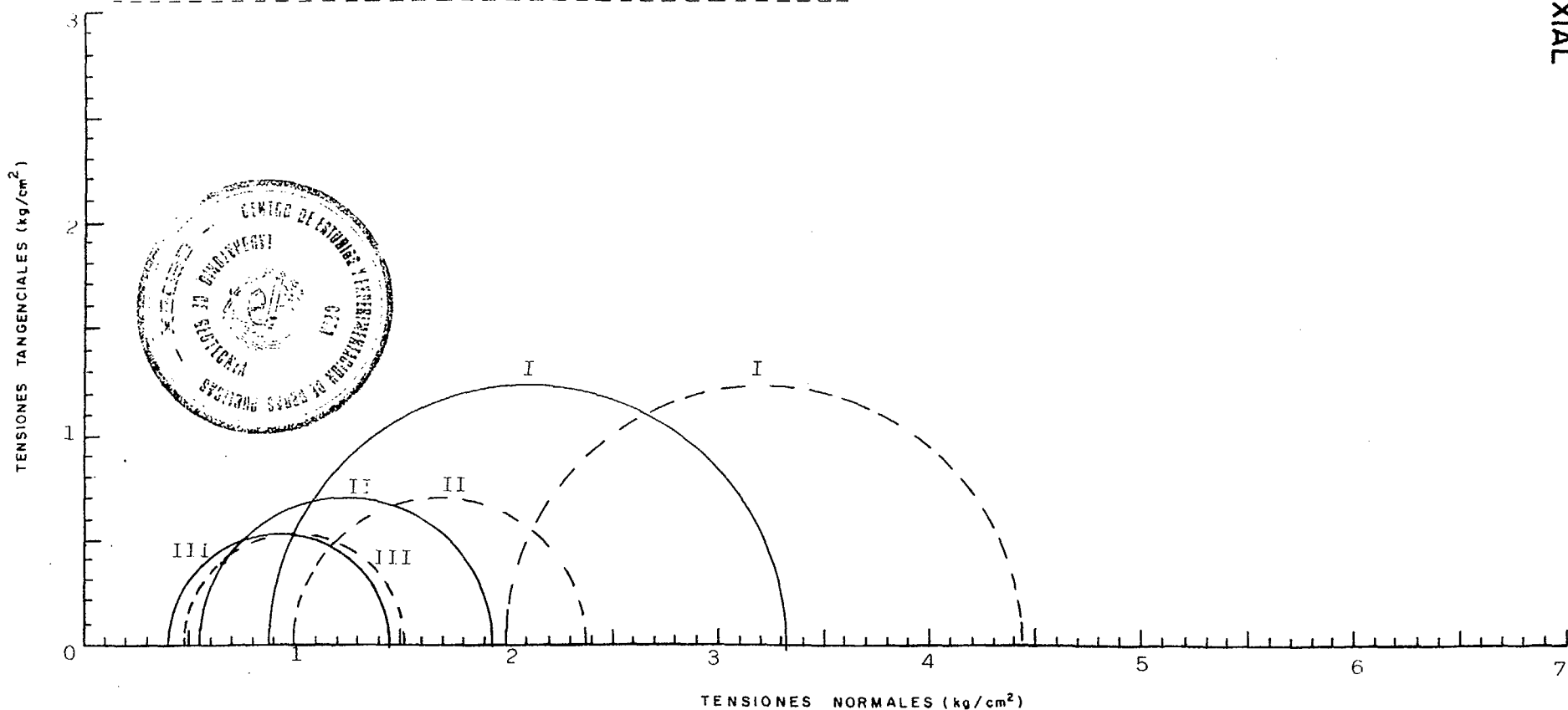
CURVAS DE CAMBIO DE VOLUMEN



**ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CON MUESTRA
REMOLDEADA**

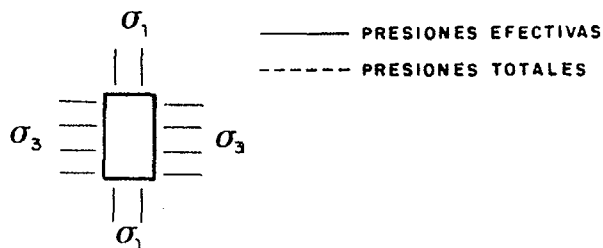
PROBETA N°	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	8	7	6,5		
% HUM. INICIAL	16,1	17,5	18,0		
% HUM. FINAL	24,2	26,4	27,8		
DENSIDAD SECA	1,36	1,33	1,32		
% DEFORMACION A LA ROTURA	16	8	4		
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	20	20	20		

OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
 LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
 LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



Tipo de muestra Compactada ϕ 1½"

Tipo de ensayo CON CONSOLIDACION PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
 CIRCULOS DE MOHR

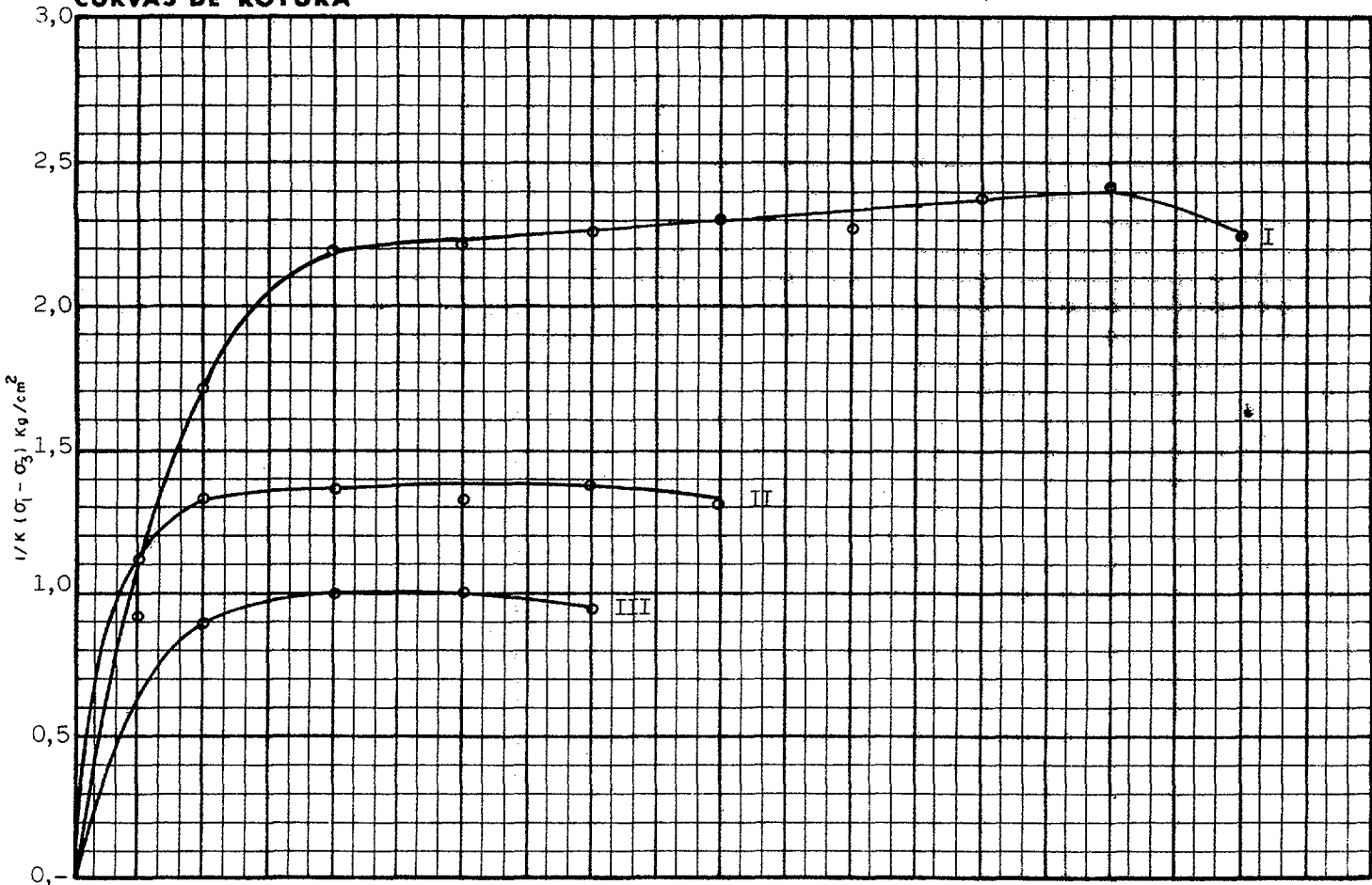
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA N° 5549-A

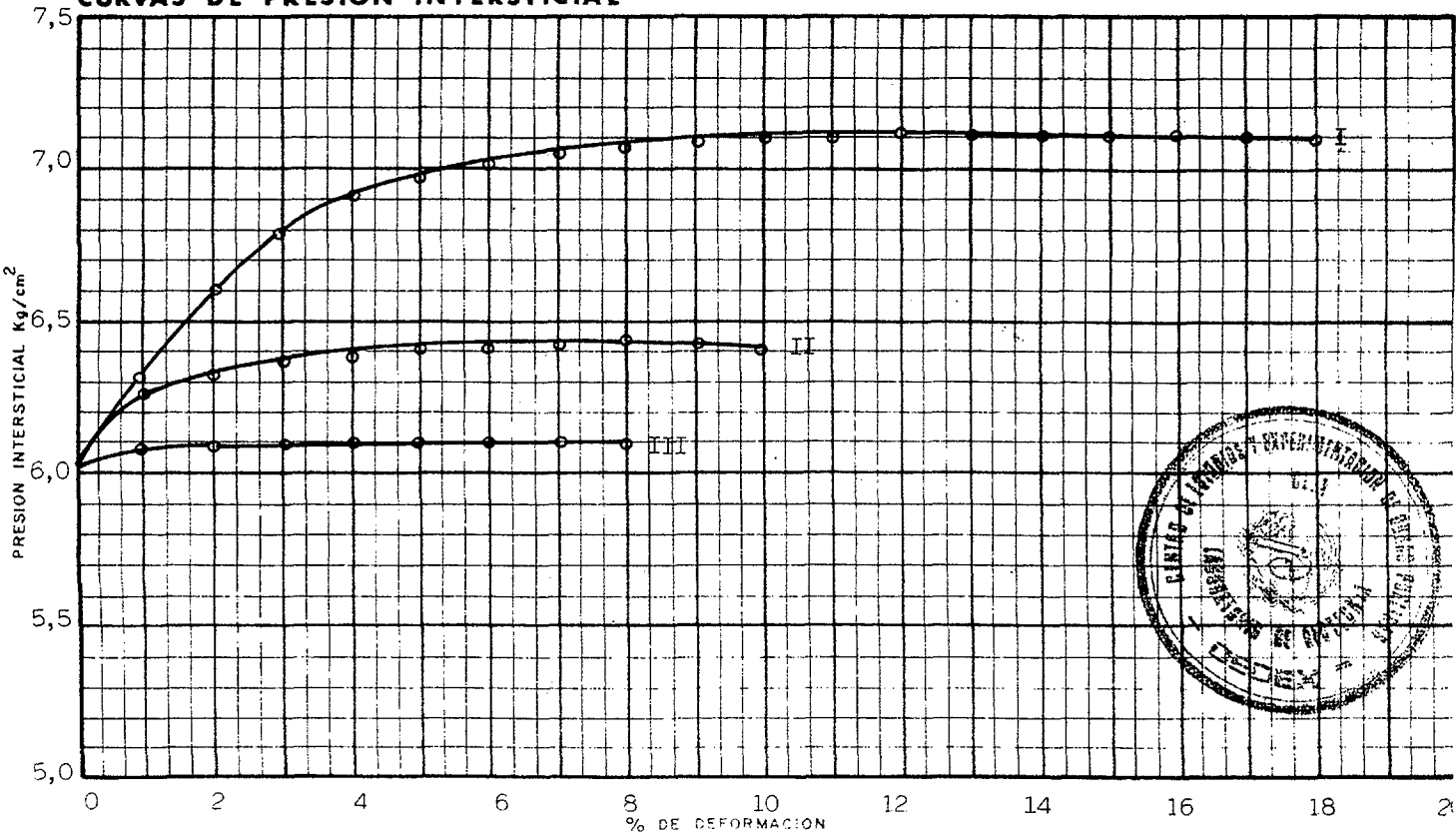
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II	III			
σ_3 Kg/cm ²	8	7	6,5			
VALORES DE K	1	1	1			

CURVAS DE ROTURA

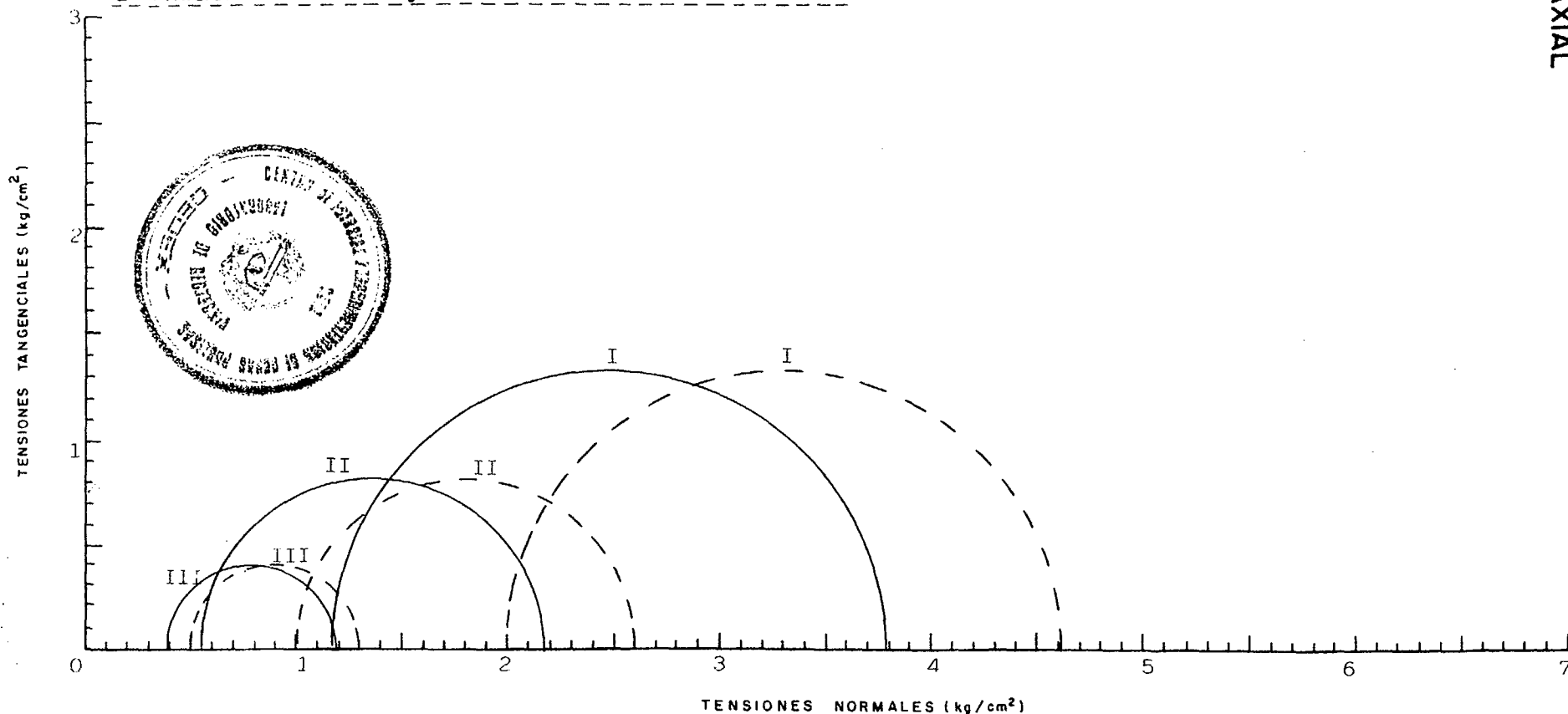


CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	8,-	7,-	6,5		
% HUM. INICIAL	17,9	17,8	18,4		
% HUM. FINAL	24,1	25,6	28,1		
DENSIDAD SECA	1,41	1,38	1,36		
% DEFORMACION A LA ROTURA	8	12	10		
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	20	20	20		

OBSERVACIONES.- SATURACION CON CONTRAPRESION DE 6 kg/cm²
 LAS PRESIONES TOTALES ESTAN DIBUJADAS UNA VEZ DESCONTADA
 LA PRESION NEUTRA DE 6 kg/cm²



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CIRCULOS DE MOHR

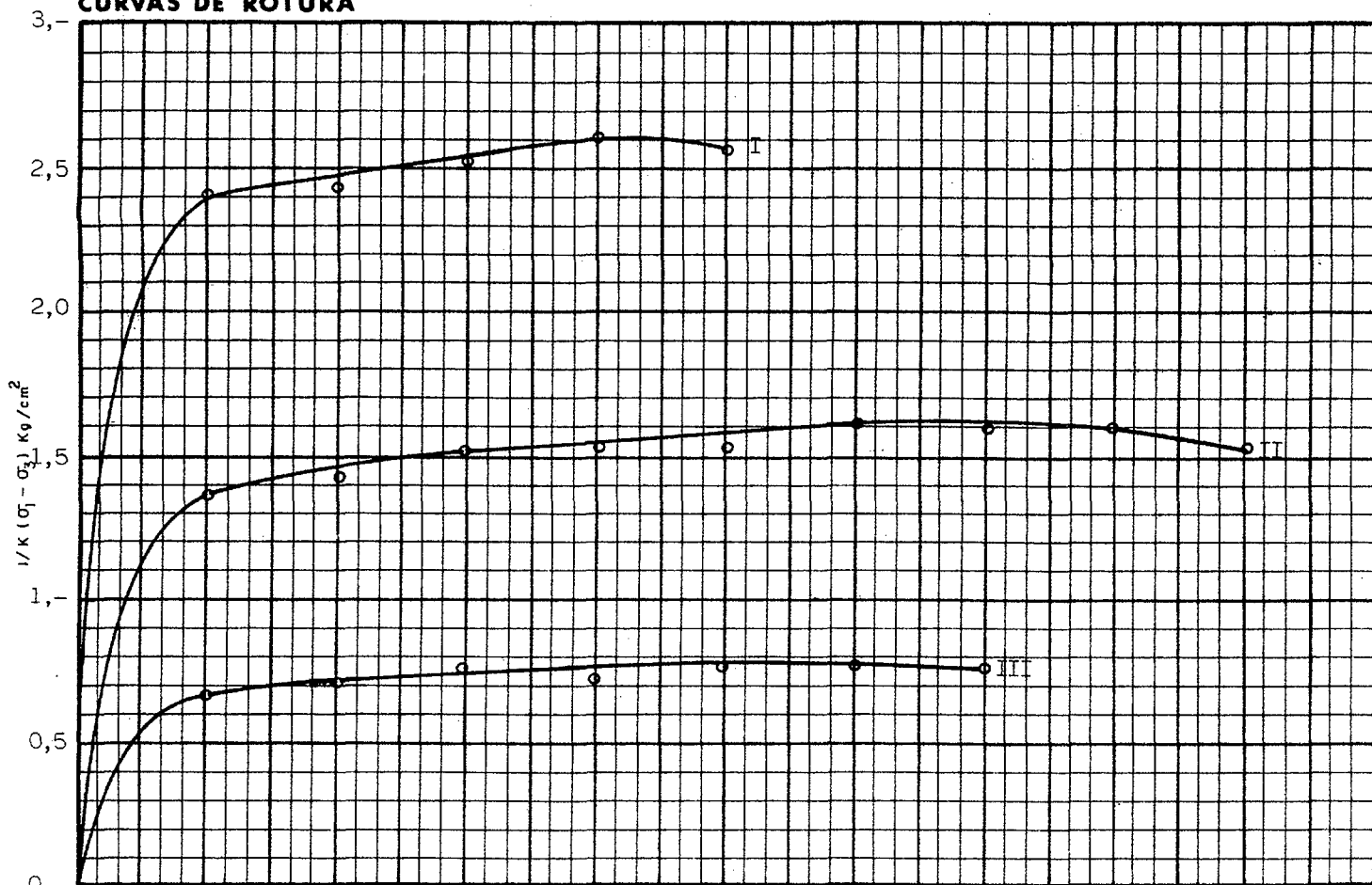
DENOMINACION ESTÉRILES DE URANIO

MUESTRA Nº 5549-B

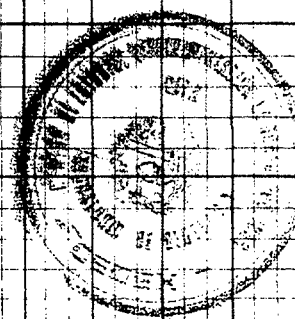
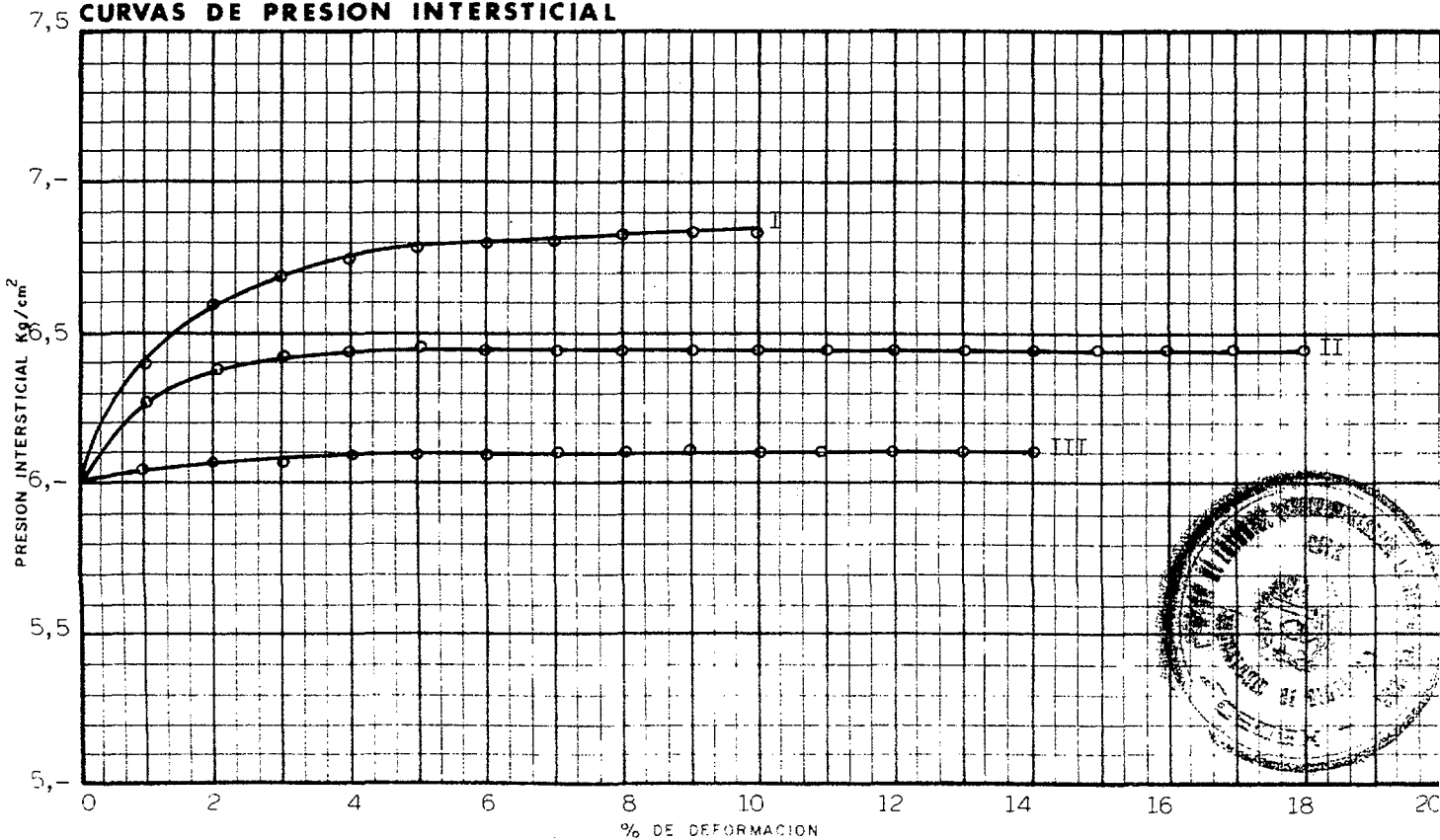
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

PROBETA Nº	I	II	III			
σ_3 Kg/cm ²	8,-	7,-	6,5			
VALORES DE K	1	1	1			

CURVAS DE ROTURA



CURVAS DE PRESION INTERSTICIAL



APÉNDICE II

Ensayos dinámicos de laboratorio

APÉNDICE
ENSAYOS DINÁMICOS

Se han realizado 8 ensayos triaxiales cíclicos sobre testigos de dos muestras procedentes de la investigación realizada.

Las referencias de las muestras utilizadas han sido las siguientes:

MUESTRA N°	SONDEO	PROFUNDIDAD (m)
4538	SC-4	6,80-7,20
4714	SD-3	19,00-19,50

Las probetas han sido remoldeadas al tamaño 50 x 100 mm, cilíndricas, siendo congeladas para su manipulación a 18°C. Las densidades secas obtenidas han sido de 1,32 gr/cm³ para la muestra 4538 y de 1,28 gr/cm³ para la 4714.

La consolidación se ha realizado anisotrópicamente con coeficiente de consolidación $K_c = 2$.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

ENSAYO N° 1 - M-4538

TENSION DE CONSOLIDACION = 30 kN/m²

k = 2



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 0

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

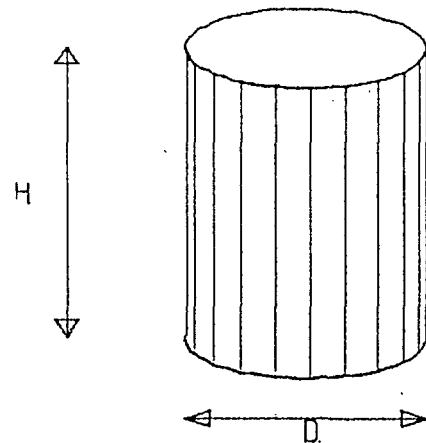
ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

TIPO DE PROBETA UTILIZADA

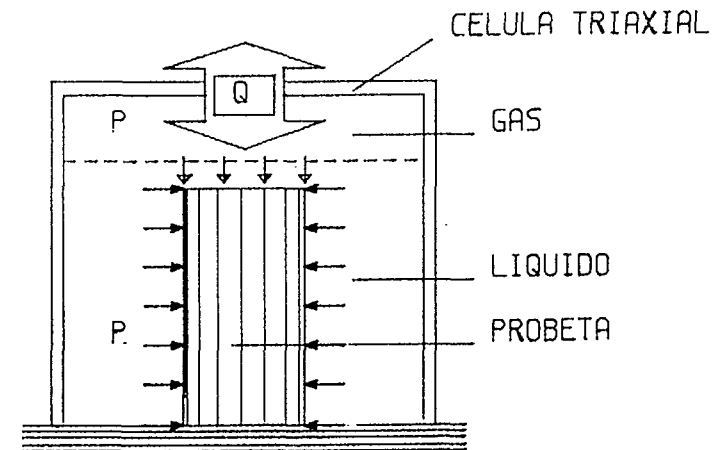
CONDICIONES DEL ENSAYO

CILINDRICA DE DIMENSIONES

Q = CARGA CICLICA APLICADA



ALTURA (H) = 99.6 MM.
DIAMETRO (D) = 49.8 MM.



PRESION INTERSTICIAL = 180. KN/M2.
PRESION DE CELULA = 210. KN/M2.

FECHA : 26-OCT-88

FRECUENCIA CARGA CICLICA = 1. HZ.



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

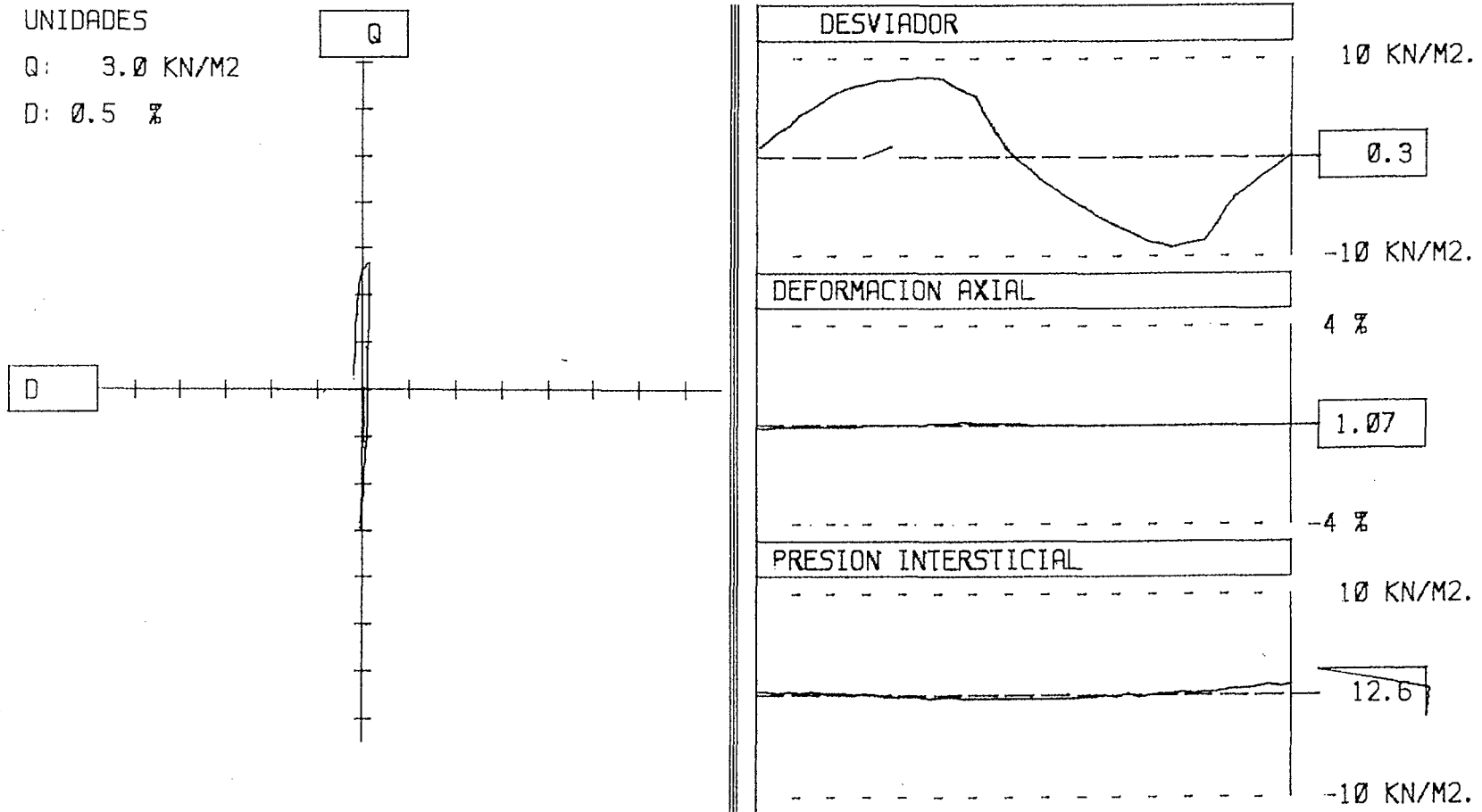
PAG. 1

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 49

CICLO 25



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

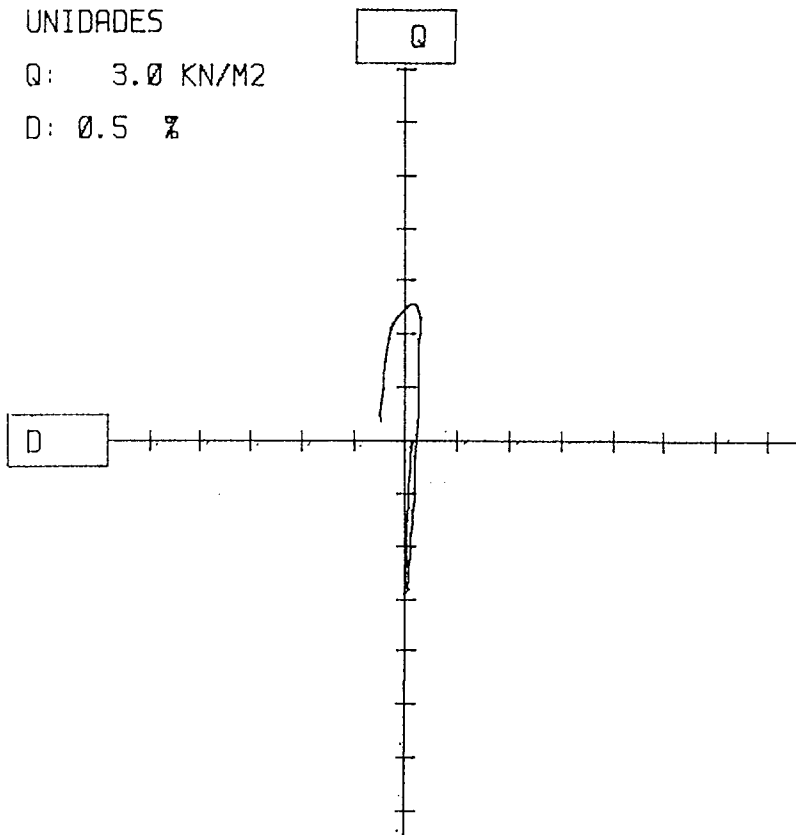
PAG. 2

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

10 KN/M2.

0.4

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

2.40

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

17.2

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 49

CICLO 31



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

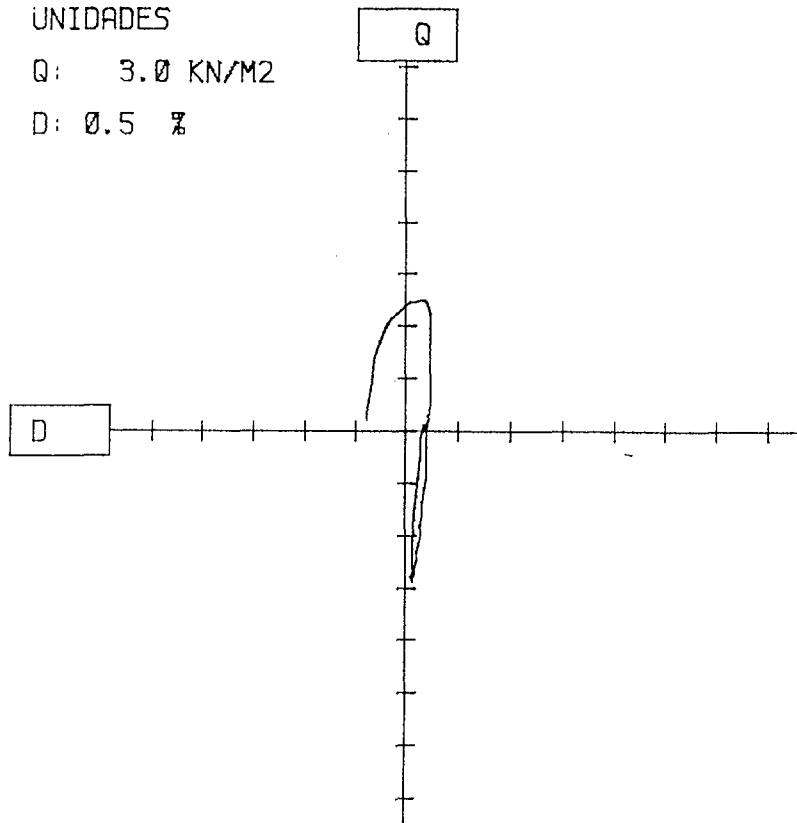
PAG. 3

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

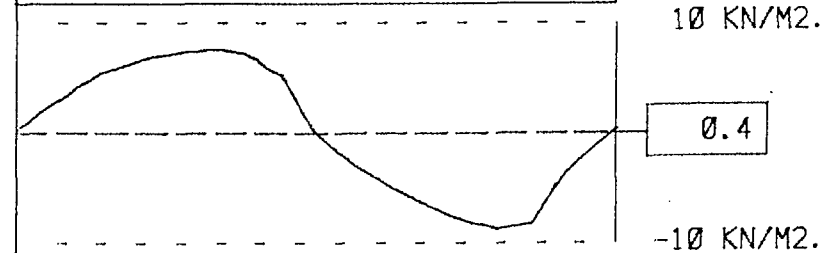
UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

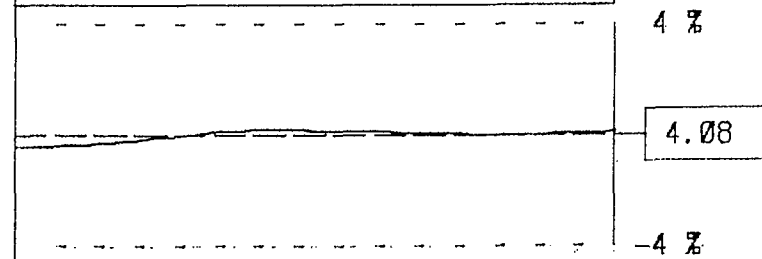
D: 0.5 %



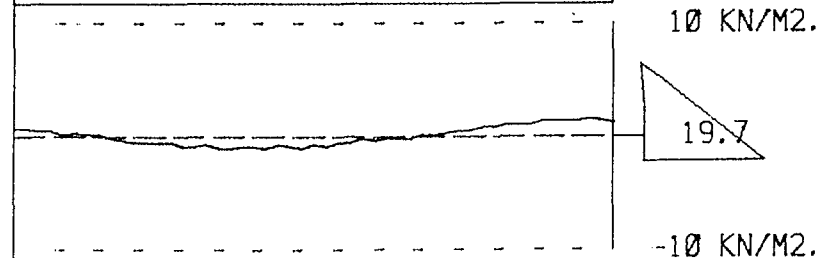
DESVIADOR



DEFORMACION AXIAL



PRESION INTERSTICIAL



FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 35



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

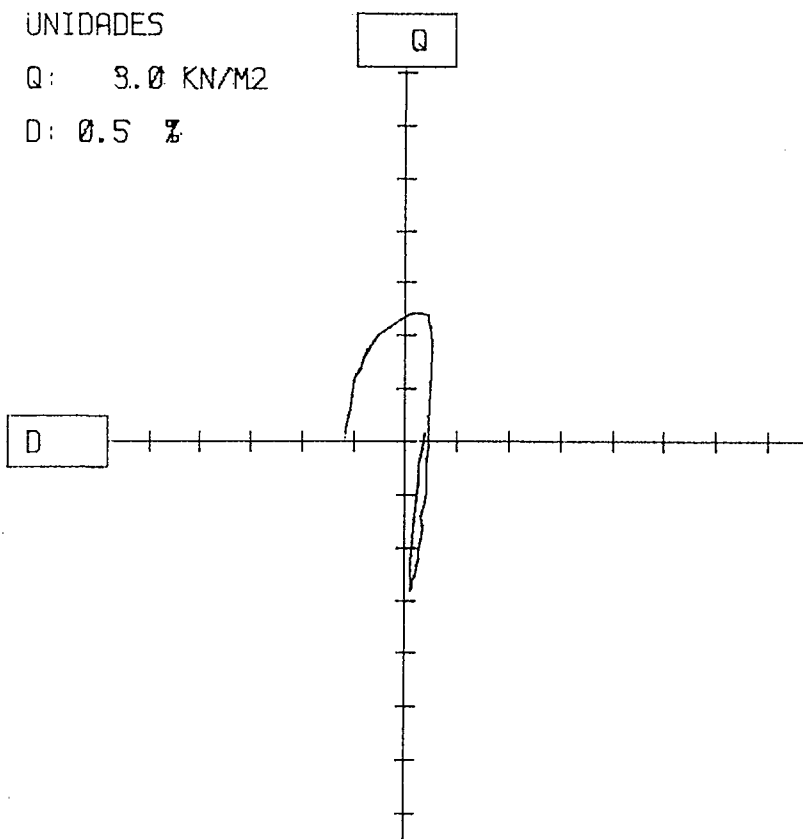
PAG. 4

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

10 KN/M2.

0.4

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

6.14

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

21.7

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 38

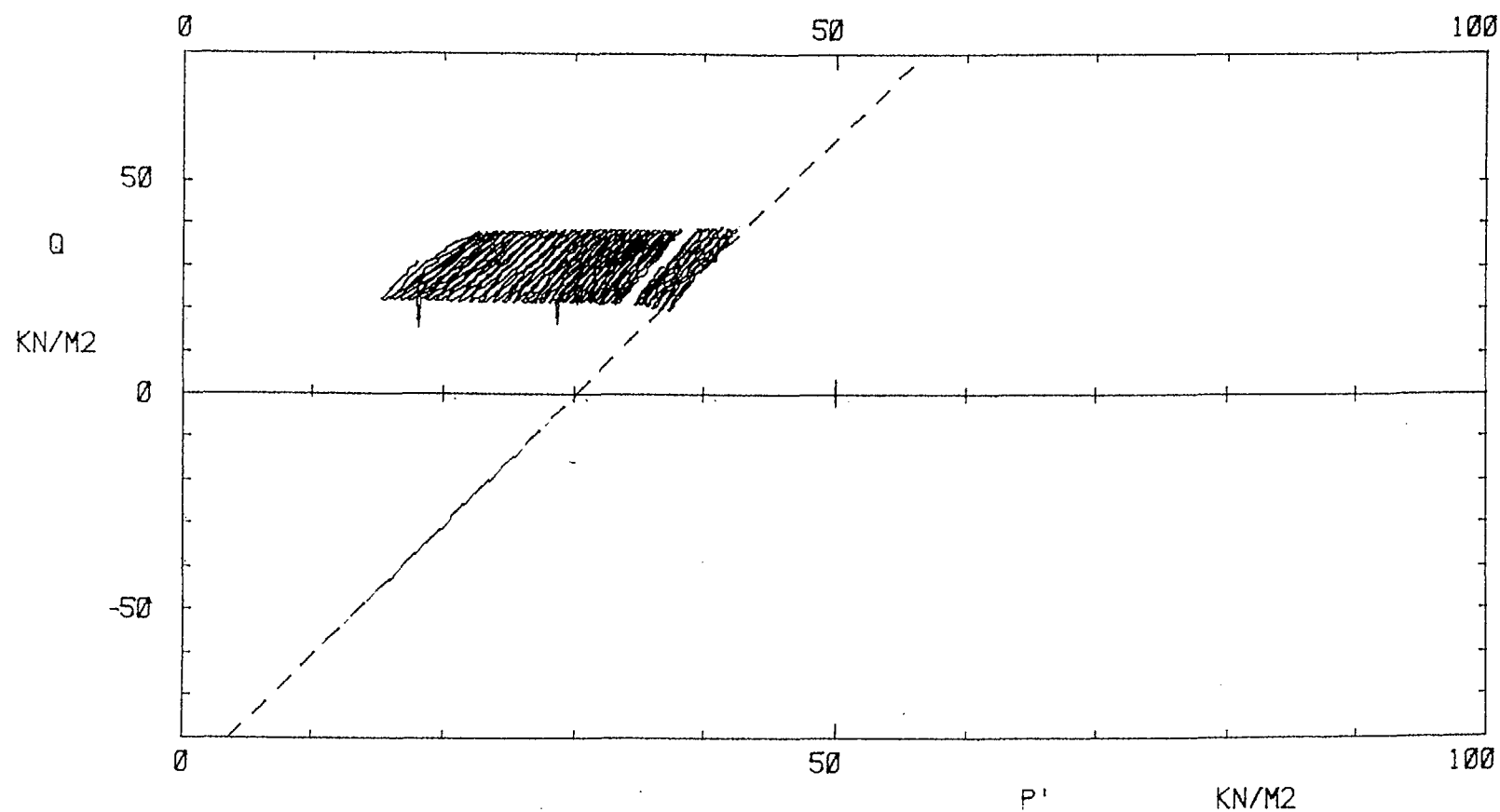


TRABAJO: 6875

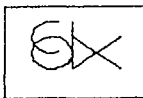
MUESTRA: 4538

PAG.

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR



TRAYECTORIA DE TENSIONES EFECTIVAS



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 6

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

CONSOL= 30. KN/M2

K= 2.

REL. TENSIONES 0.142

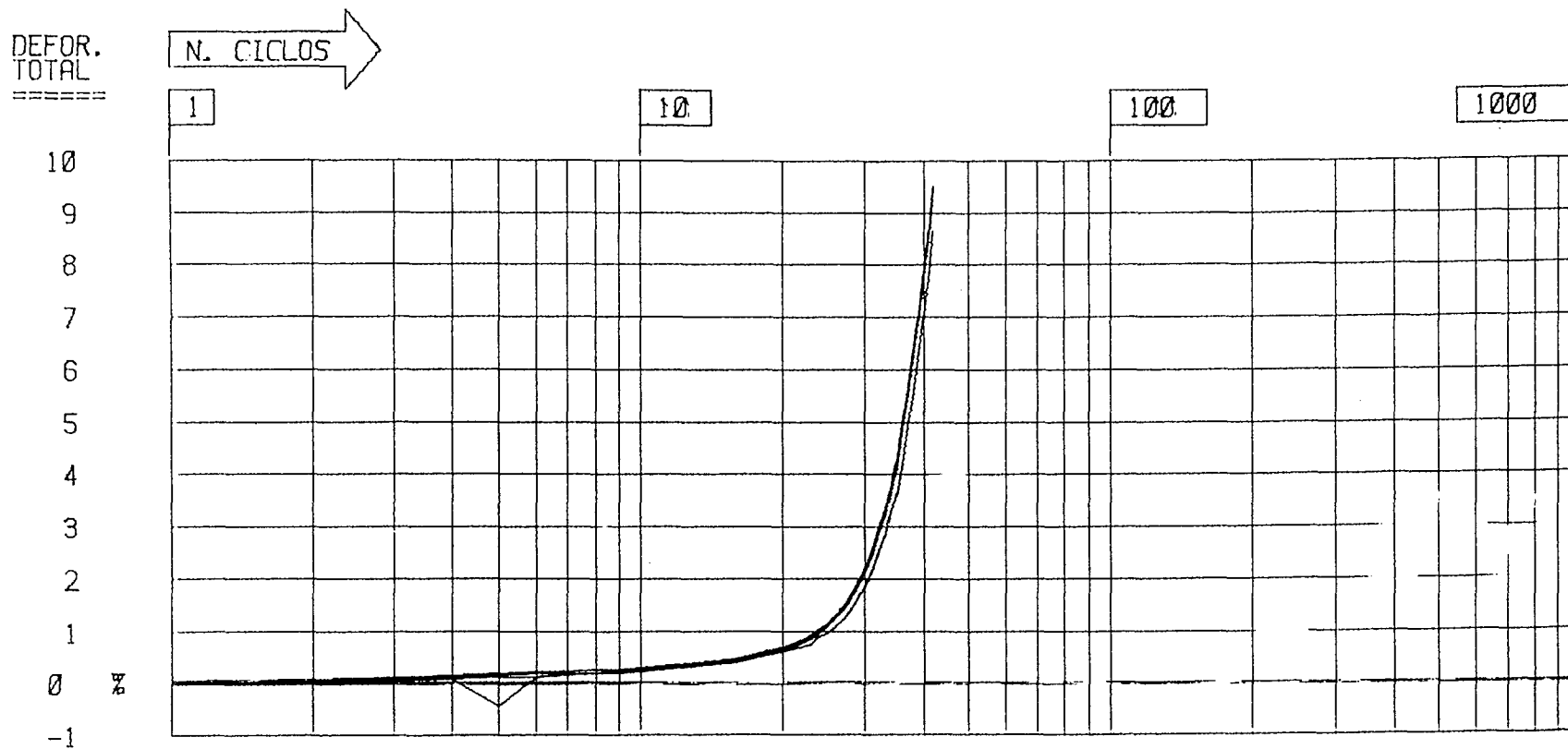


GRAFICO DE DEFORMACION TOTAL CICLICA

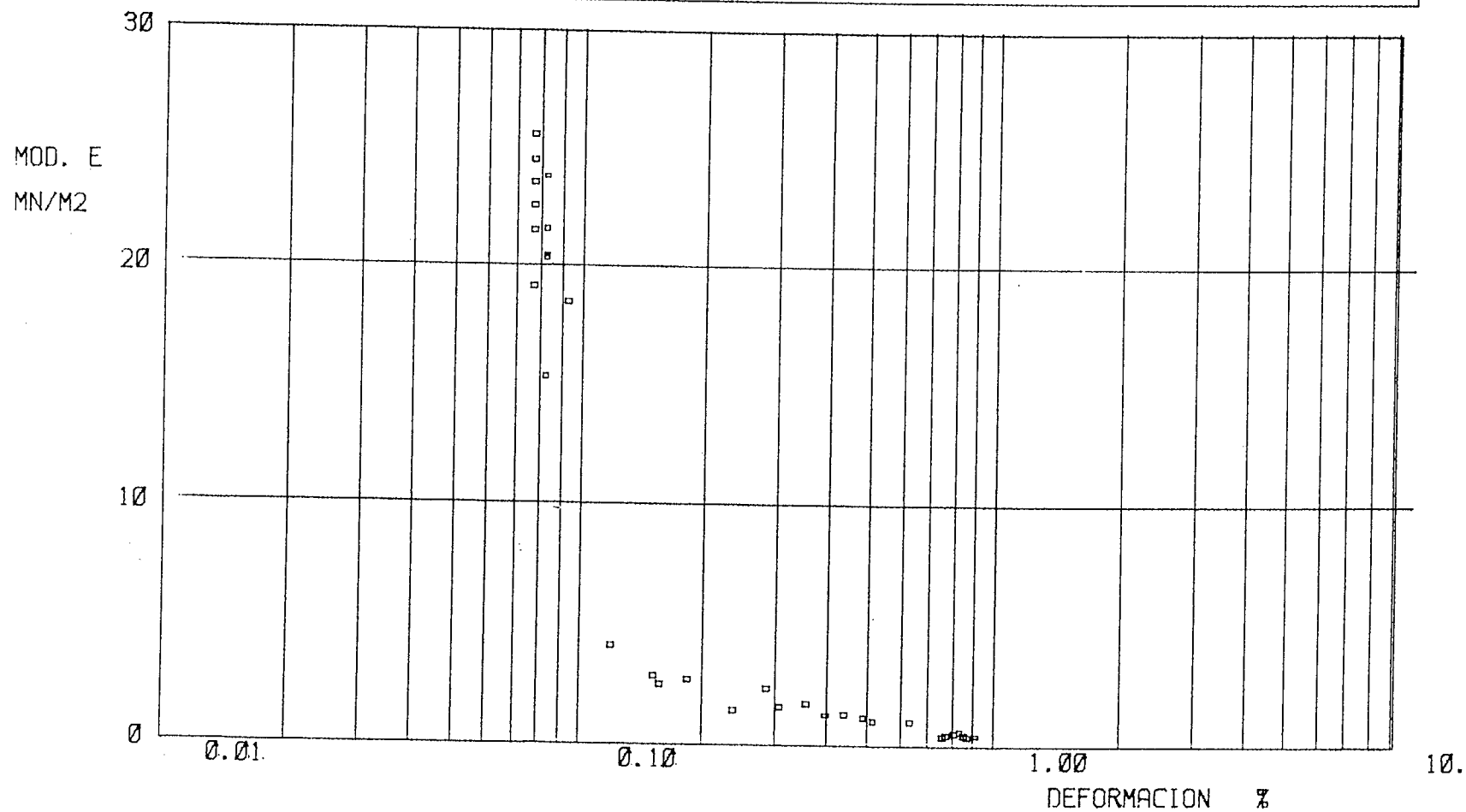


TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 7

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR



CURVA MODULO SECANTE-DEFORMACION

TRIAXIAL DINAMICO

ARENA DE ANDUJAR

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

FECHA: 18-OCT-80

PROBETA CILINDRICA.

LONGITUD: 100.47MM.

DIAMETRO: 50.24MM.

PRESION DE COLA: 180.KN/M2.

PRESION DE CELULA: 210.KN/M2.

NO. CICLO DEF.MAX. DEF.MIN. D.COM. D.EXT

1	0.08	-0.01	0.04	0.01
2	0.09	0.02	0.07	0.05
3	0.12	0.04	0.10	0.07
4	0.15	0.07	0.12	0.08
5	0.17	0.09	0.15	0.10
6	0.21	0.12	0.17	0.13
7	0.22	0.14	0.20	0.19
8	0.25	0.17	0.20	0.20
9	0.27	0.20	0.24	0.23
10	0.29	0.22	0.27	0.25
11	0.32	0.24	0.30	0.27
16	0.47	0.39	0.45	0.42
21	0.74	0.63	0.71	0.68
23	0.90	0.76	0.88	0.84
24	1.01	0.86	0.99	0.95
25	1.14	0.97	1.12	1.08
27	1.46	1.24	1.44	1.39
28	1.68	1.41	1.67	1.60
29	1.92	1.62	1.90	1.84
30	2.21	1.87	2.18	2.13
31	2.53	2.15	2.50	2.45
32	2.89	2.47	2.87	2.81
33	3.30	2.83	3.26	3.22
34	3.73	3.24	3.70	3.63
35	4.28	3.67	4.25	4.19
36	4.97	4.22	4.93	4.88
37	5.64	4.91	5.61	5.55
38	6.39	5.58	6.36	6.27
39	7.12	6.34	7.09	7.01
40	7.90	7.08	7.87	7.81
41	8.71	7.86	8.68	8.59
42	9.52	8.64	9.50	9.40

RELACION DE TENSIONES : 0.142

ENSAYO N° 2 - M-4538

TENSION DE CONSOLIDACION = 30 kN/m²

k = 2

ELX

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 0

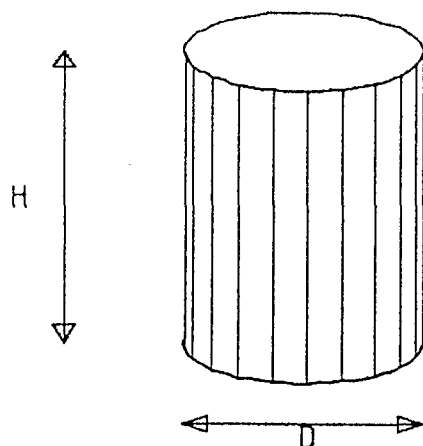
DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

TIPO DE PROBETA UTILIZADA

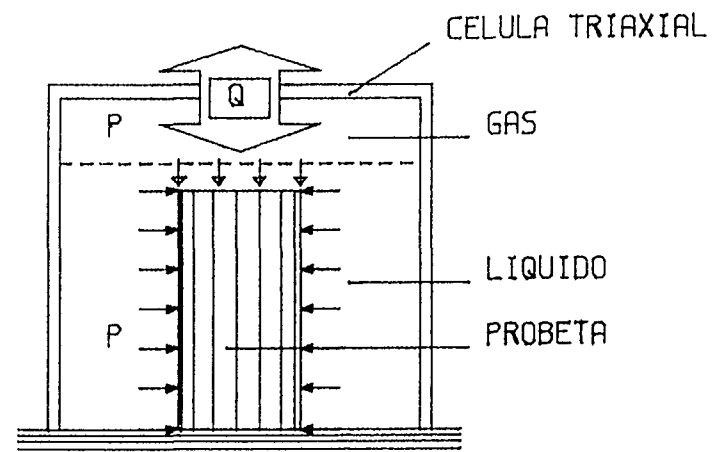
CONDICIONES DEL ENSAYO

CILINDRICA DE DIMENSIONES



ALTURA (H) = 100.1 MM.
DIAMETRO (D) = 50.0 MM.

Q = CARGA CICLICA APLICADA



PRESION INTERSTICIAL = 180. KN/M2.
PRESION DE CELULA = 210. KN/M2.

FECHA : 20-OCT-88

FRECUENCIA CARGA CICLICA = 1. HZ.

EX

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 1

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

0.0

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.00

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

0.0

-20 KN/M2.

FECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

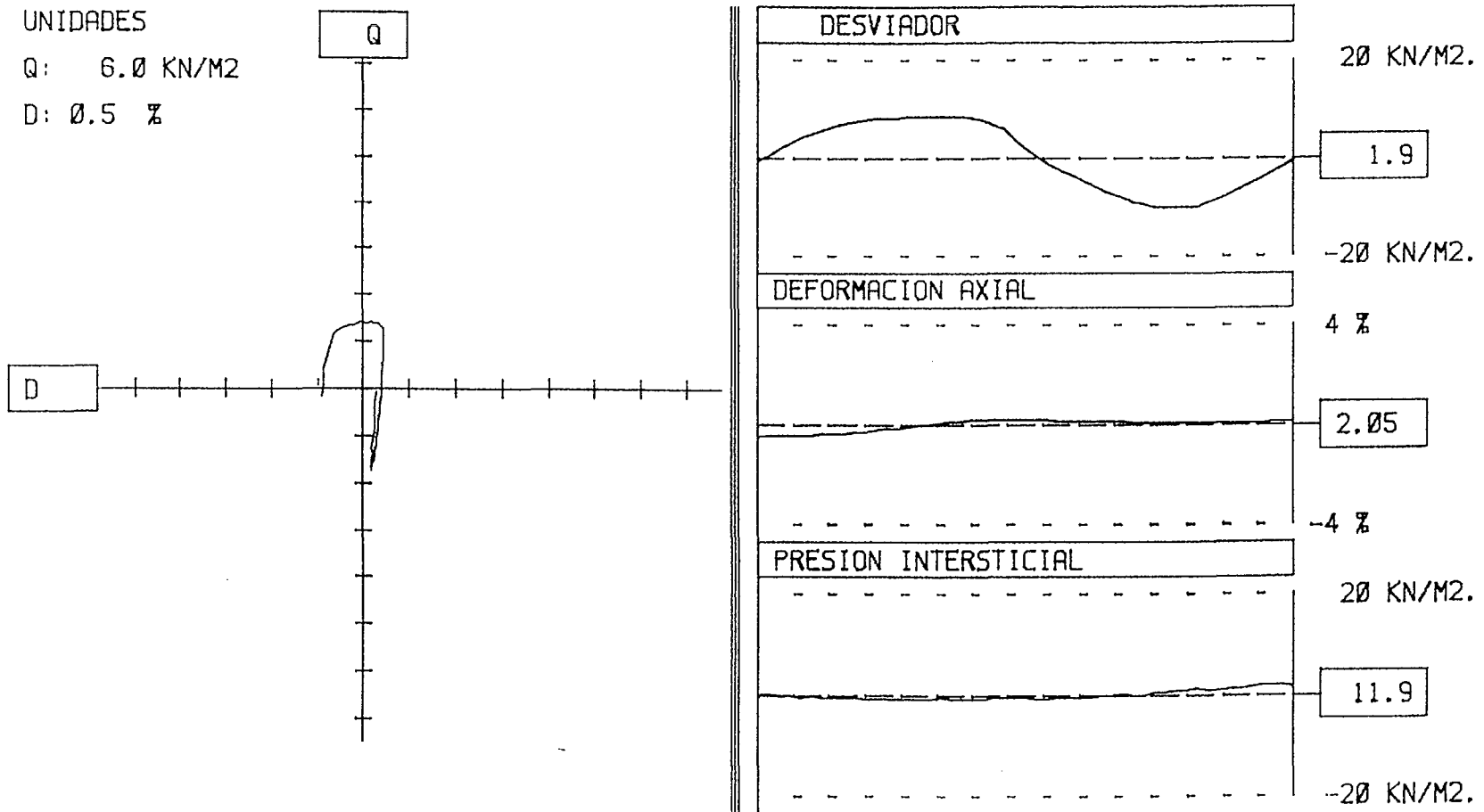
CICLO 1

	TRABAJO: 6875	MUESTRA: 4538	PAG. 2
	DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR		

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %



FRECUENCIA: 1. C/SG.	PUNTOS POR CICLO: 50	CICLO 6
----------------------	----------------------	---------

6X

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 3

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

1.7

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

7.96

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

19.1

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 49

CICLO 13



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 4

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

CONSOL= 30. KN/M2

K= 2.

REL. TENSIONES 0.154

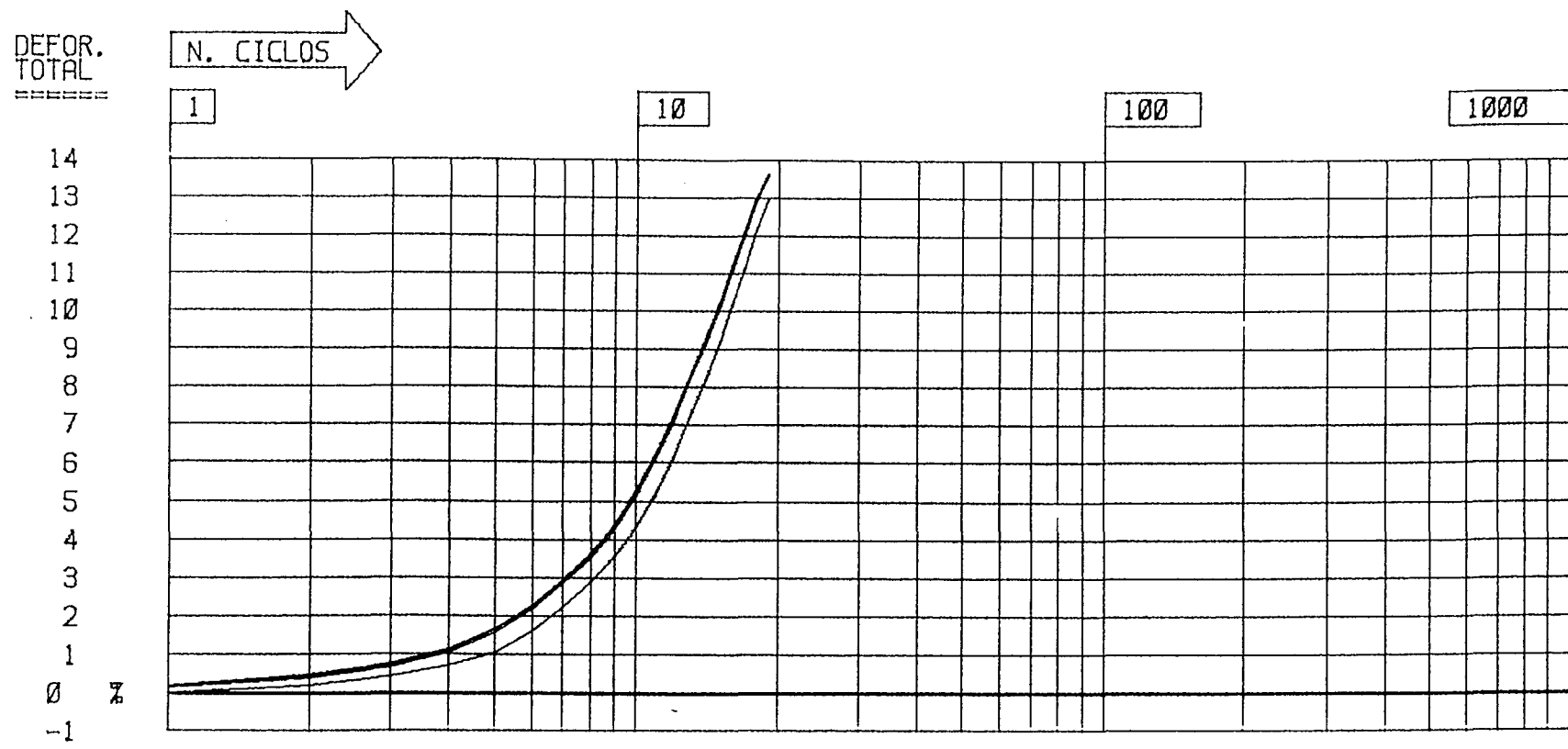


GRAFICO DE DEFORMACION TOTAL CICLICA



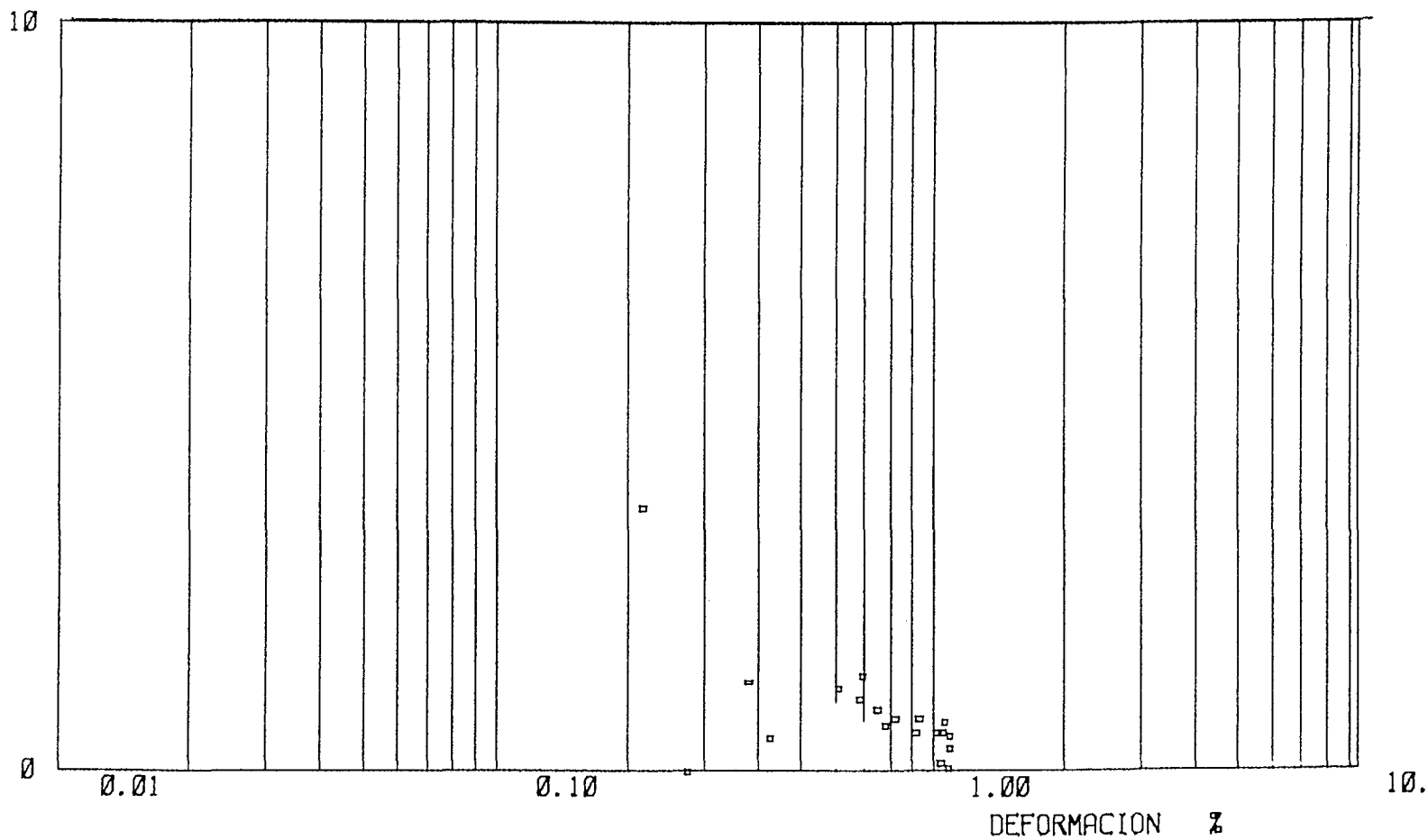
TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

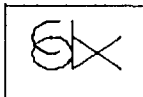
PAG. 5

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

MOD. E
MN/M2



CURVA MODULO SECANTE-DEFORMACION

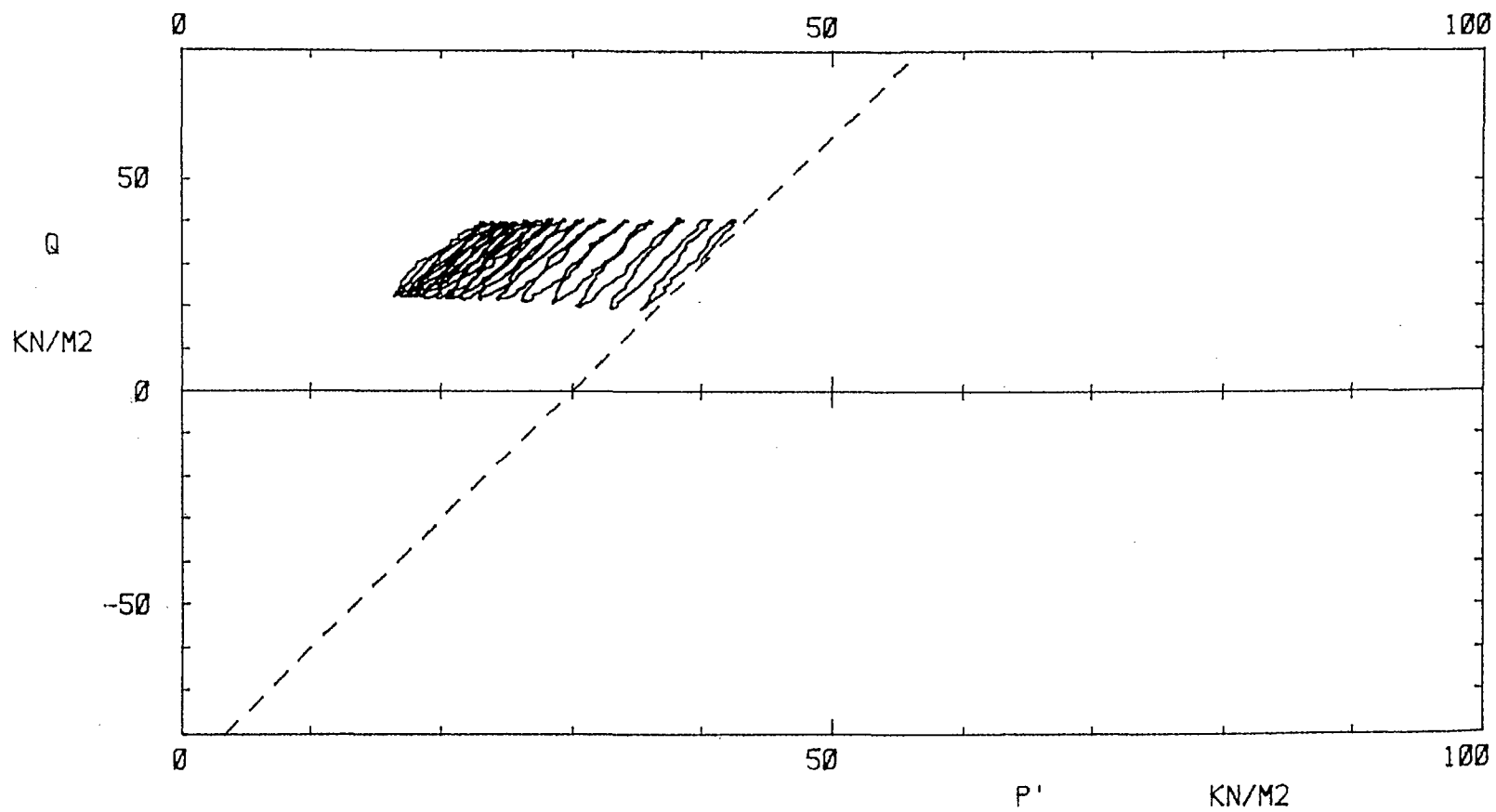


TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 0

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR



TRAYECTORIA DE TENSIONES EFECTIVAS

TRIAXIAL DINAMICO

PROYECTO ANOUJAR

TRABAJO: 6875

HUESTRA: 4538

FECHA: 26-OCT-88

PROBETA CILINDRICA.

LONGITUD: 99.64MM.

DIAMETRO: 49.82MM.

PRESION DE COLA: 180.KN/M2.

PRESION DE CELULA: 210.KN/M2.

NO. CICLO	DEF. MAX.	DEF. MIN.	D. COM.	D. EXT
-----------	-----------	-----------	---------	--------

1	0.21	0.00	0.19	0.15
2	0.45	0.18	0.42	0.38
3	0.78	0.41	0.73	0.69
4	1.13	0.72	1.11	1.04
5	1.66	1.06	1.64	1.58
6	2.27	1.61	2.24	2.17
7	2.94	2.21	2.90	2.82
8	3.63	2.87	3.60	3.52
9	4.38	3.57	4.33	4.27
10	5.24	4.32	5.20	5.12
11	6.22	5.18	6.18	6.11
12	7.25	6.17	7.21	7.13
13	8.27	7.20	8.24	8.18
14	9.28	8.21	9.24	9.17
15	10.26	9.22	10.22	10.12
16	11.22	10.20	11.19	11.08
17	12.13	11.14	12.10	11.99
18	12.97	12.07	12.93	12.83
19	13.60	12.93	13.60	13.60

RELACION DE TENSIONES : 0.154

ENSAYO Nº 3 - M-4538

TENSION DE CONSOLIDACION = 30 kN/m²

k = 2

EX

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 0

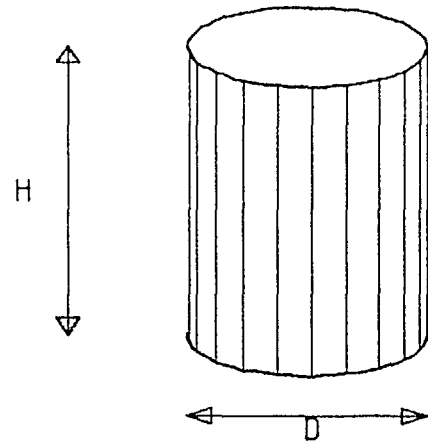
DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

TIPO DE PROBETA UTILIZADA

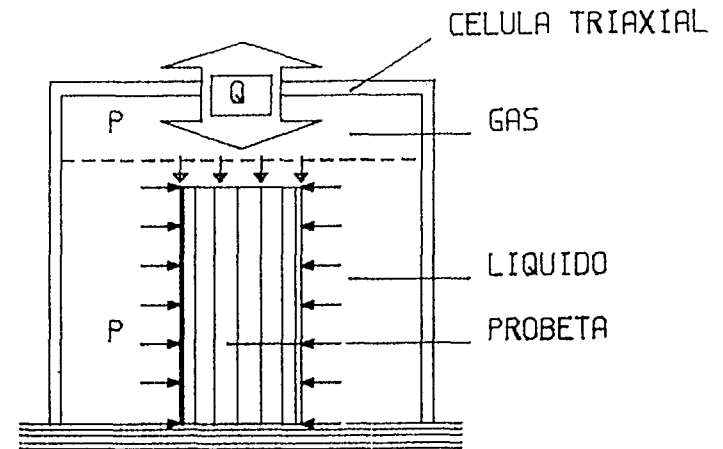
CONDICIONES DEL ENSAYO

CILINDRICA DE DIMENSIONES



ALTURA (H) = 100.5 MM.
DIAMETRO (D) = 50.2 MM.

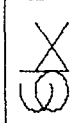
Q. P. CARGA CICLICA APLICADA



PRESION INTERSTICIAL = 180. KN/M2.
PRESION DE CELULA = 210. KN/M2.

FECHA : 18-OCT-88

FRECUENCIA CARGA CICLICA = 1. HZ.



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 1

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

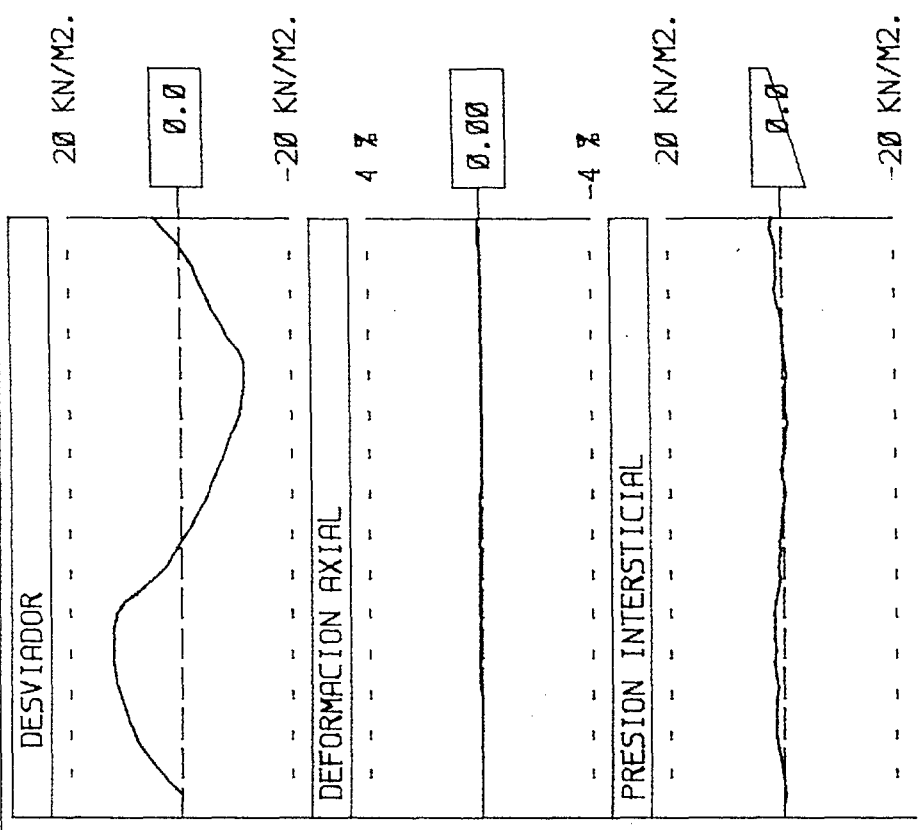
UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

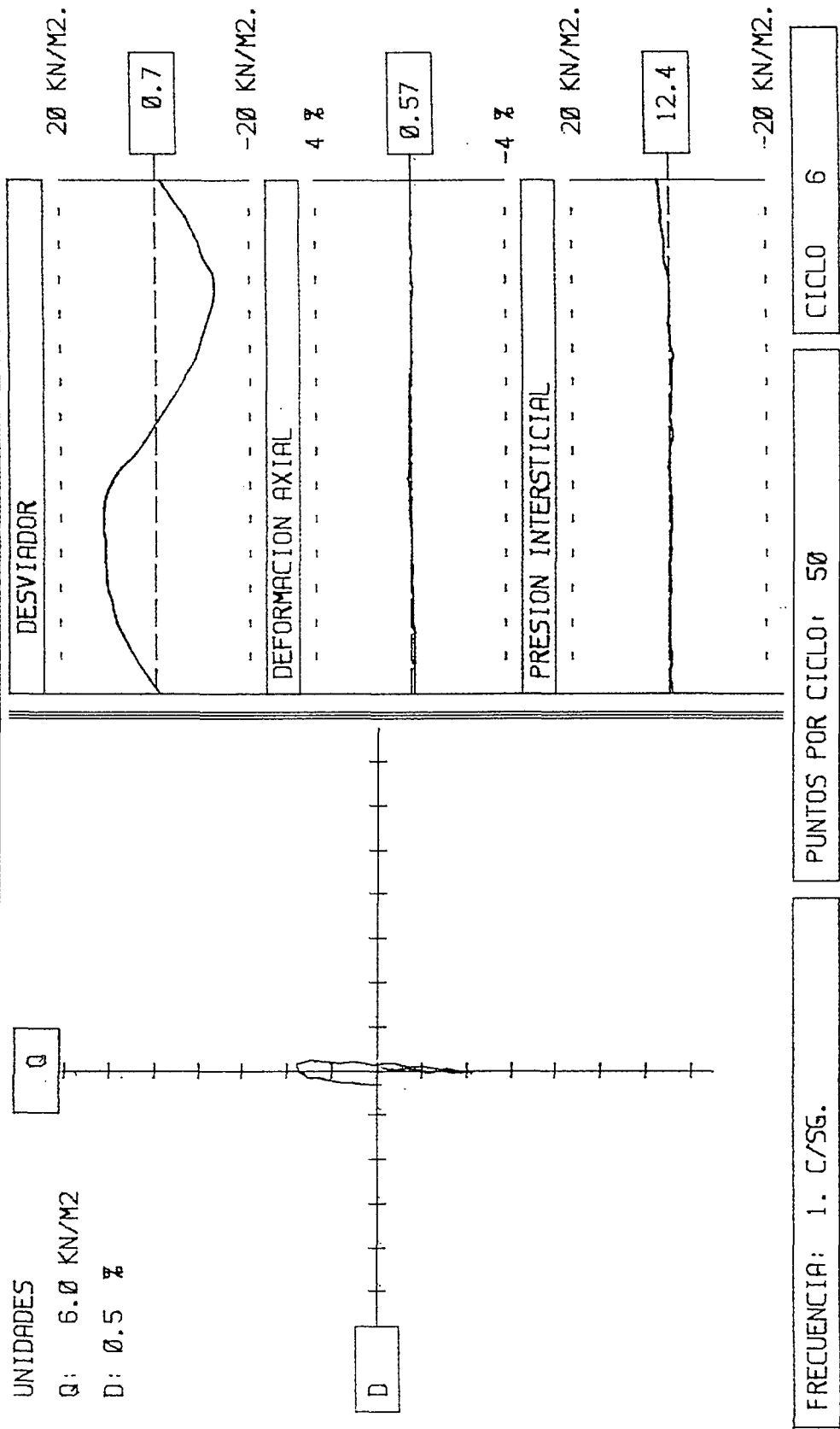


FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 1

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR



EX

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

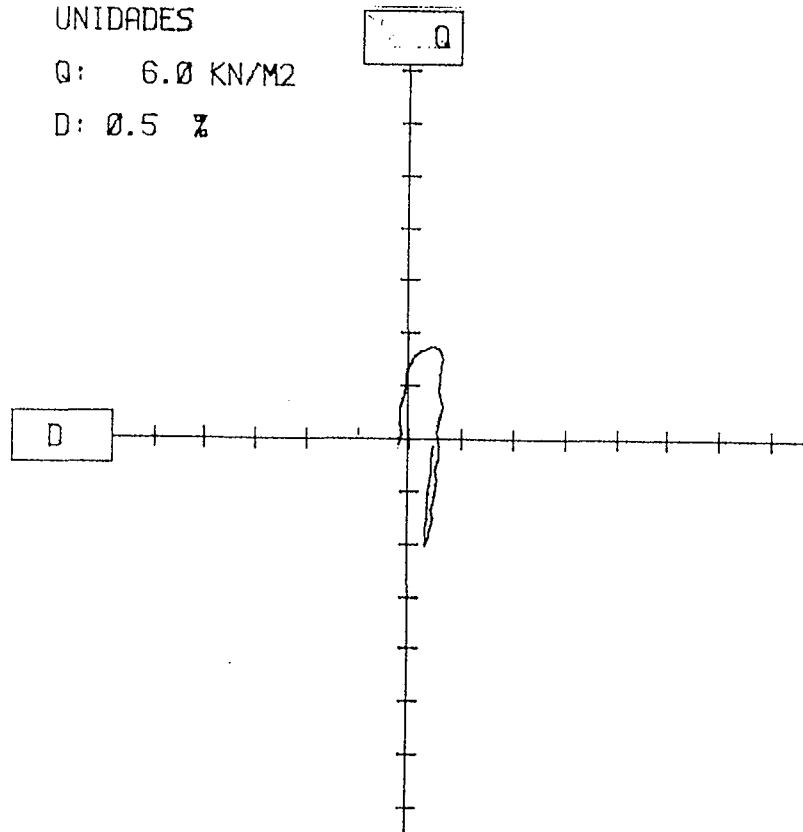
PAG. 3

DENOMINACION: ARENA DE ANDIJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

20 KN/M2.

0.8

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.87

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

15.3

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 7



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

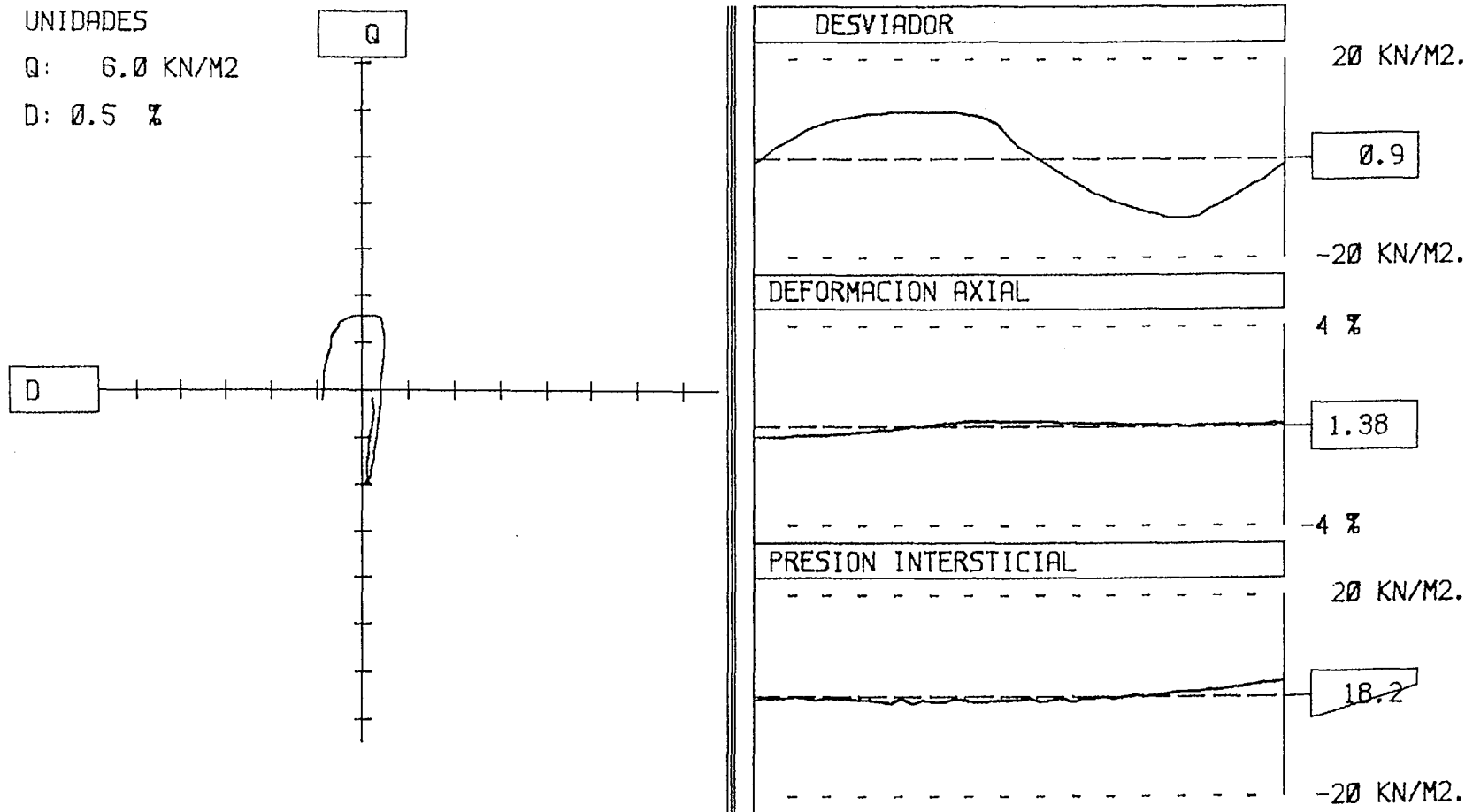
PAG. 4

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %



FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 8



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

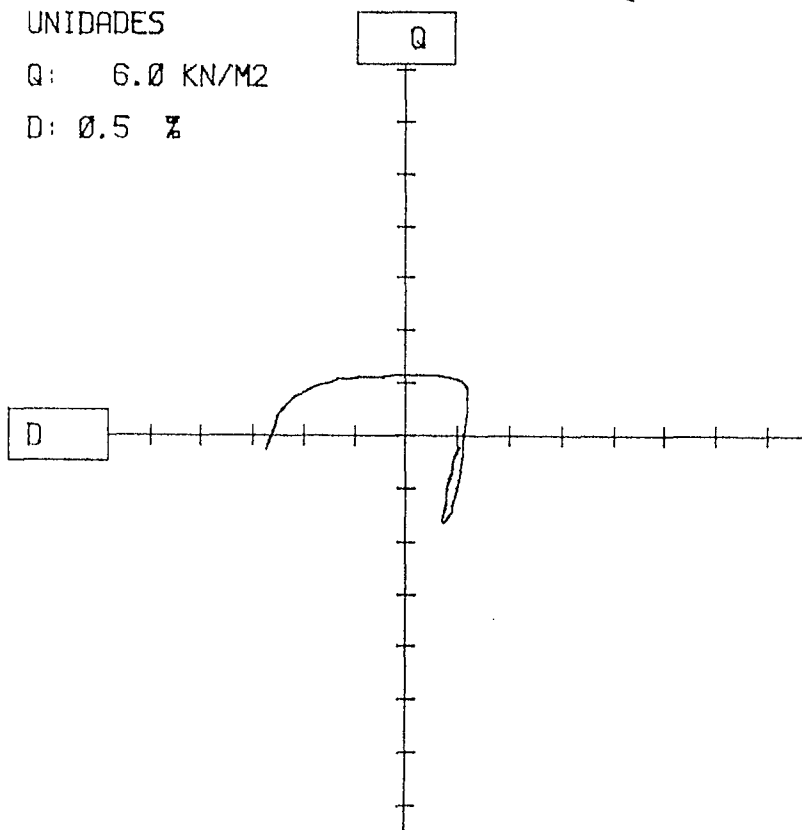
PAG. 5

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

20 KN/M2.

1.0

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

5.01

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

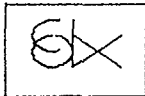
25.4

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 11



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 6

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR

CONSOL= 30. KN/M2

K= 2.

REL. TENSIONES 0.186

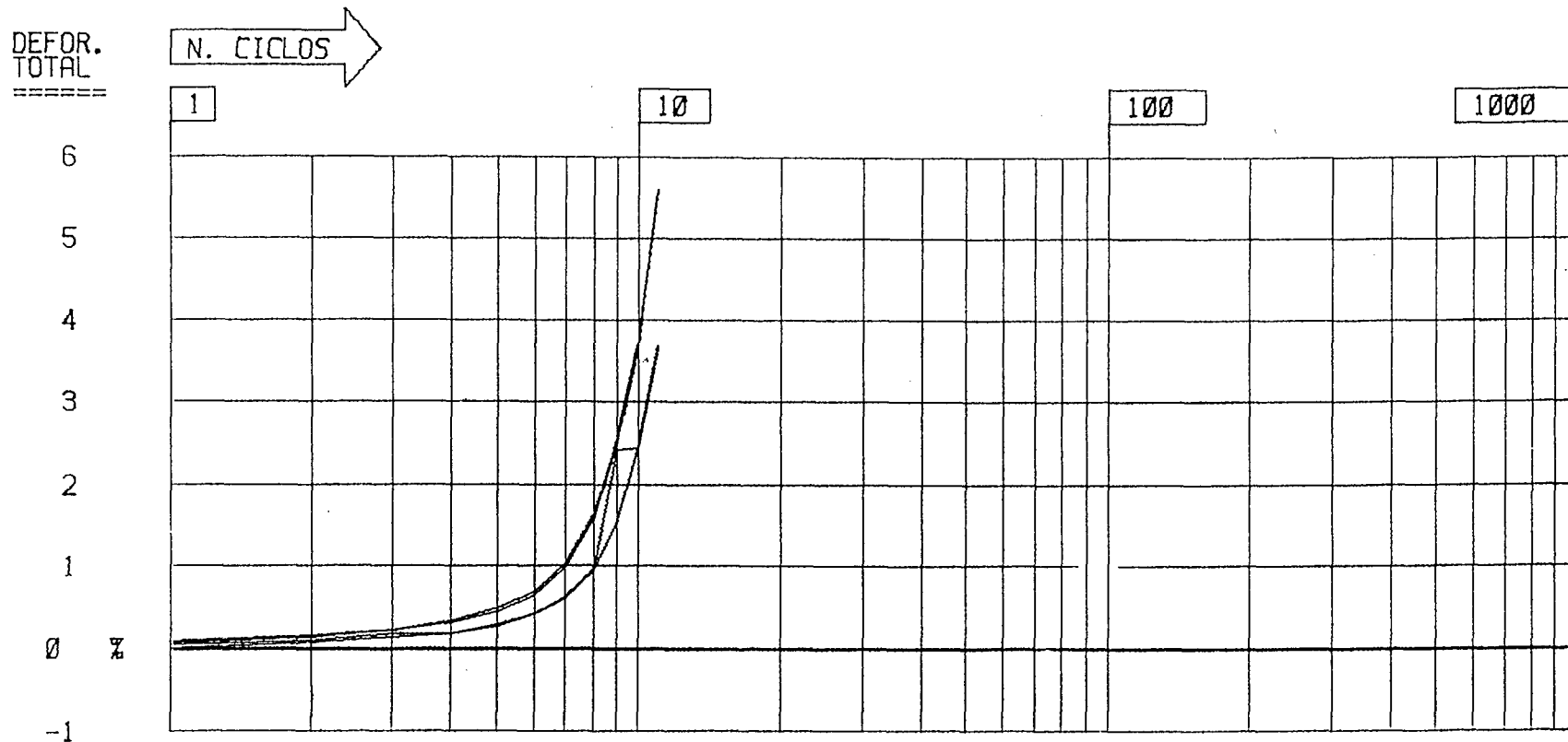


GRAFICO. DE DEFORMACION TOTAL CICLICA

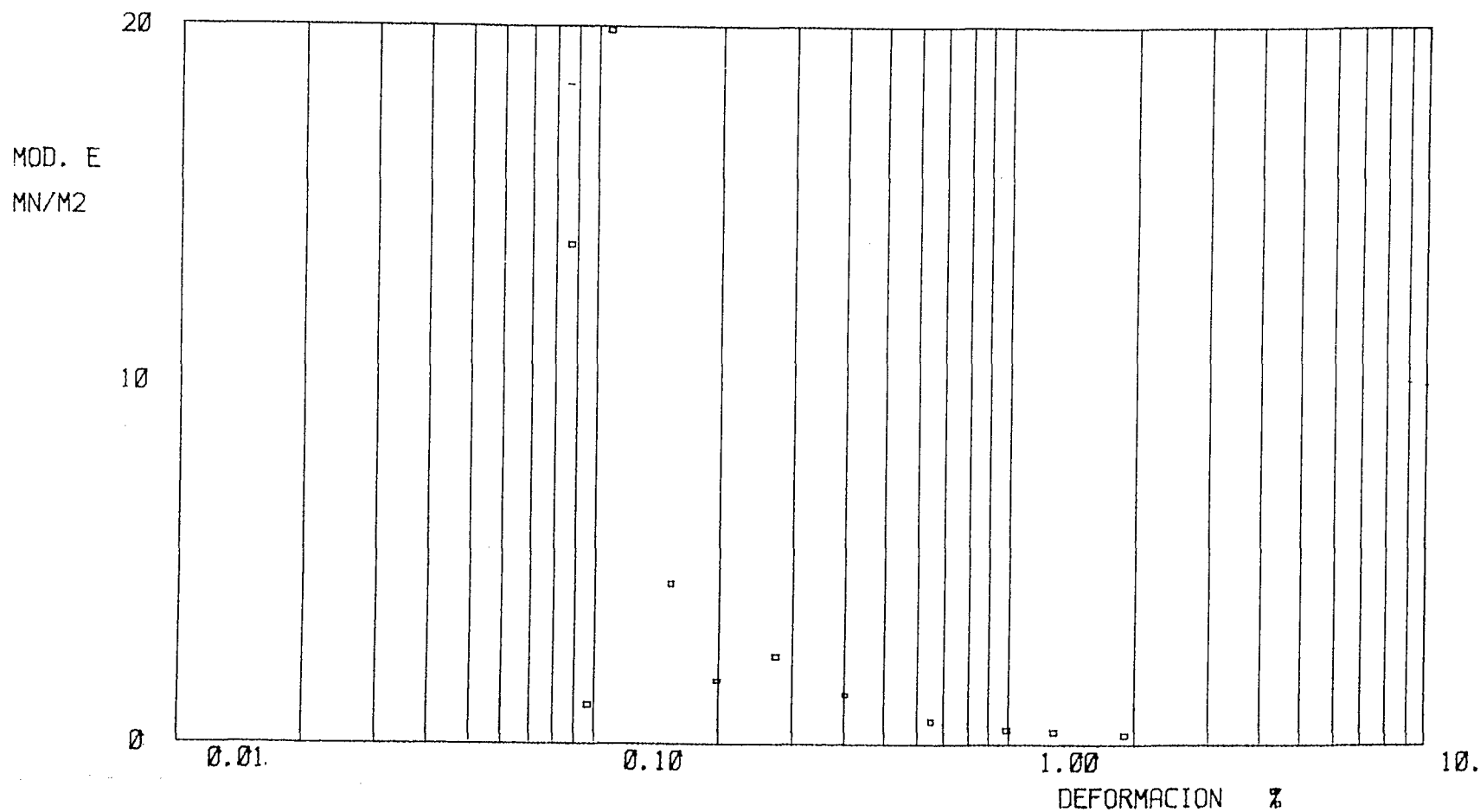


TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 7

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR



CURVA MODULO SECANTE-DEFORMACION

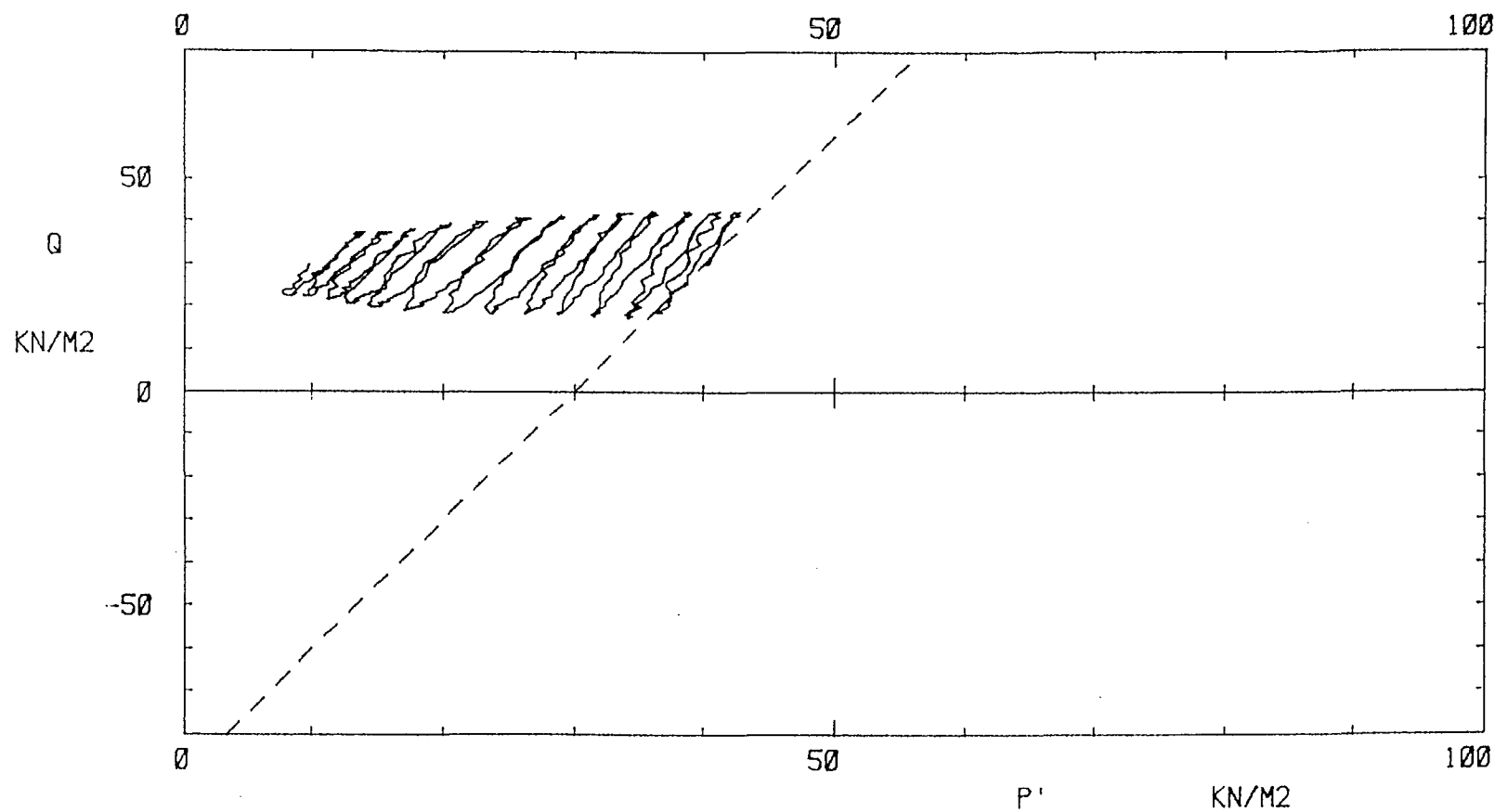


TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

PAG. 0

DENOMINACION: ARENA DE ANDUJAR



TRAYECTORIA DE TENSIONES EFECTIVAS

TRIAXIAL DINAMICO

ARENA DE ANDUJAR

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4538

FECHA: 20-OCT-88

PROBETA CILINDRICA,

LONGITUD: 100.06MM,

DIAMETRO: 50.03MM,

PRESION DE COLA: 190.KN/M2,

PRESION DE CELULA: 210.KN/M2,

NO. CICLO DEF. MAX. DEF. MIN. D. COM. D. EXT

1	0.09	0.00	0.07	0.04
2	0.15	0.06	0.13	0.10
3	0.23	0.12	0.21	0.17
4	0.34	0.18	0.31	0.18
5	0.47	0.20	0.45	0.27
6	0.69	0.41	0.64	0.41
7	1.02	0.62	0.97	0.60
8	1.61	0.95	1.57	0.93
9	2.52	1.52	2.50	2.41
10	3.74	2.45	3.72	2.44
11	5.60	3.69	5.57	3.64

RELACION DE TENSIONES : 0.106

ENSAYO N° 4 - M-4538

TENSION DE CONSOLIDACION = 30 kN/m²

k = 2

EX

TRABAJO: Ø

MUESTRA: 4538

PAG. Ø

DENOMINACION: ESCOMBREIRA DE ANDUJAR

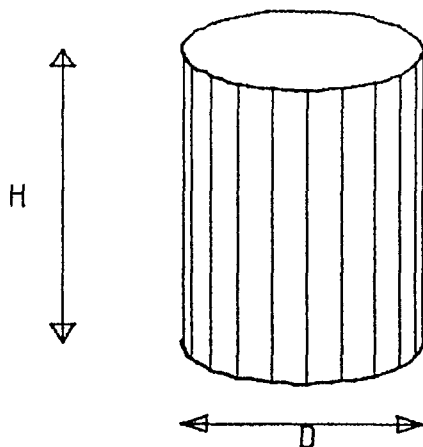
ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

TIPO DE PROBETA UTILIZADA

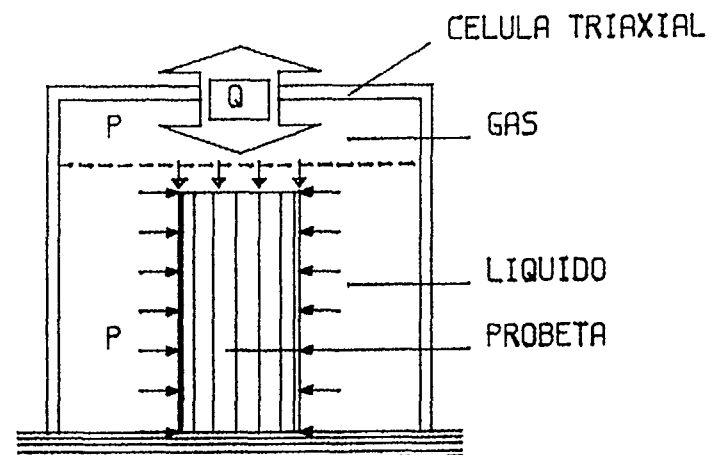
CONDICIONES DEL ENSAYO

CILINDRICA DE DIMENSIONES

Q = CARGA CICLICA APLICADA



ALTURA (H) = 97.5 MM.
DIAMETRO (D) = 48.8 MM.



PRESION INTERSTICIAL = 300. KN/M2.
PRESION DE CELULA = 330. KN/M2.

FECHA : 22-JULIO-88

FRECUENCIA CARGA CICLICA = 1. HZ.

EX

TRABAJO: 0

MUESTRA: 4538

PAG. 1

DENOMINACION: ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

1.4

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

4.97

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

16.2

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 13

	TRABAJO: 0	MUESTRA: 4538	PAG. 1
	DENOMINACION: ANDUJAR		

CONSOL= 30. KN/M2 K= 2. REL. TENSIONES 0.212

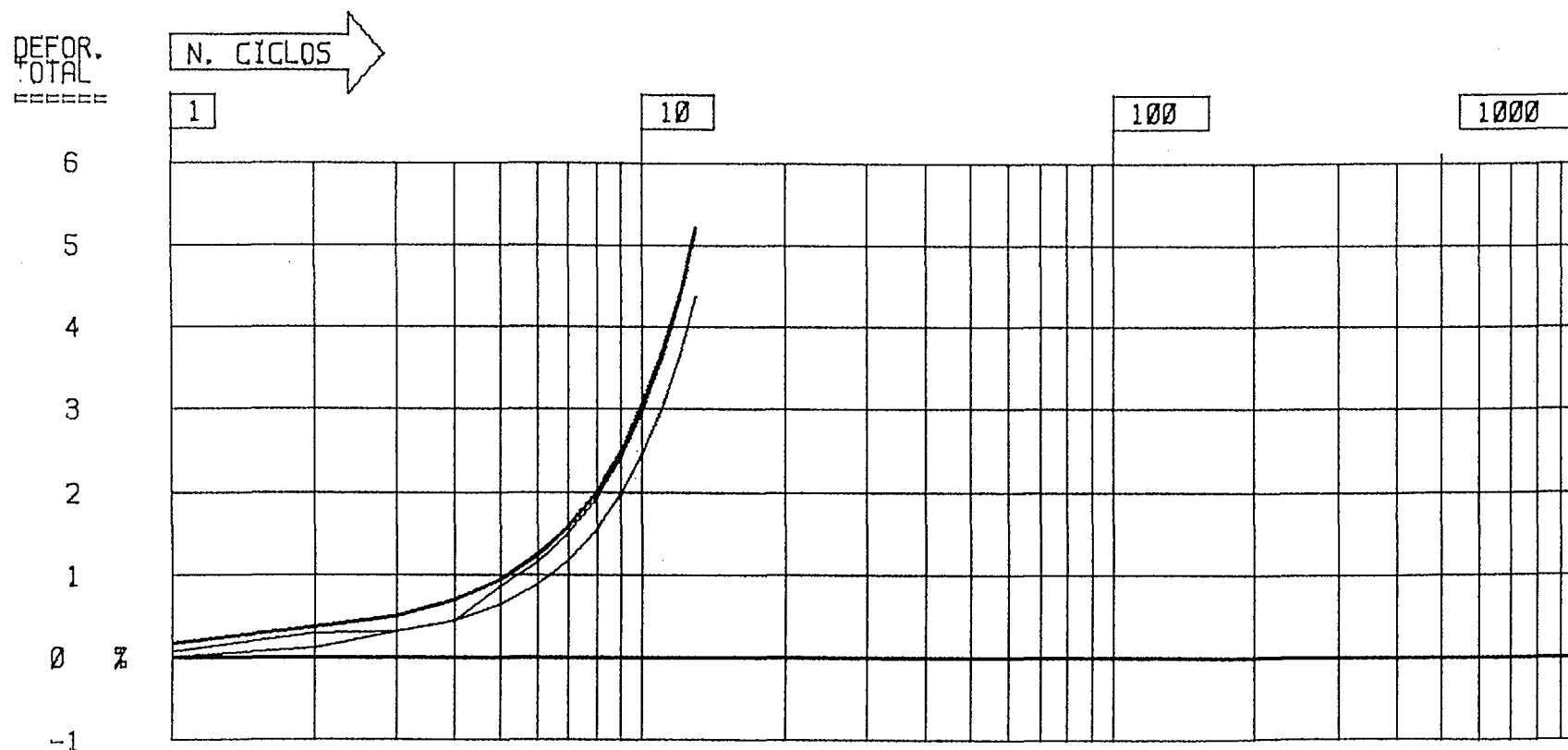


GRAFICO DE DEFORMACION TOTAL CICLICA

TRIAXIAL DINAMICO

ANDUJAR

TRABAJO: 0

HUESTRA: 4538

FECHA: 22-JUL-88

PROBETA CILINDRICA.

LONGITUD: 97.53MM.

DIAMETRO: 48.77MM.

PRESION DE COLA: 300.KN/M2.

PRESION DE CELULA: 330.KN/M2.

NO. CICLO	DEF. MAX.	DEF. MIN.	D. COM.	D. EXT
-----------	-----------	-----------	---------	--------


1	0.18	-0.01	0.15	0.07
2	0.38	0.10	0.35	0.29
3	0.51	0.32	0.48	0.31
4	0.70	0.45	0.67	0.43
5	0.93	0.63	0.93	0.86
6	1.25	0.89	1.22	1.16
7	1.60	1.18	1.58	1.51
8	2.01	1.54	1.99	1.93
9	2.50	1.96	2.48	2.41
10	3.07	2.44	3.04	2.97
11	3.71	3.01	3.68	3.61
12	4.41	3.65	4.39	4.33
13	5.23	4.37	5.21	5.15

RELACION DE TENSIONES : 0.212

ENSAYO Nº 5 - M-4714

TENSION DE CONSOLIDACION = 30 kN/m²

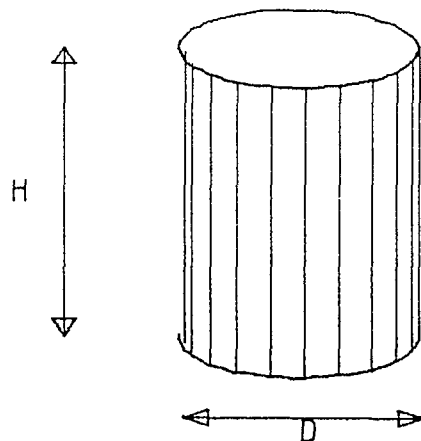
k = 2

	TRABAJO: 6875	MUESTRA: 4714	PAG. 0
	DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR		

ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

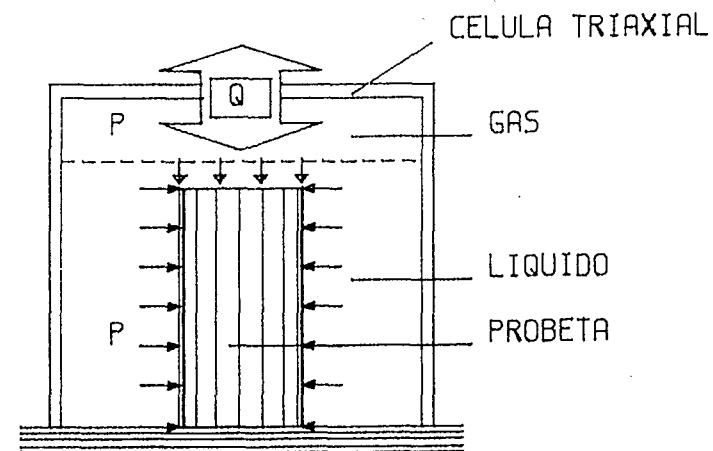
TIPO DE PROBETA UTILIZADA	CONDICIONES DEL ENSAYO
---------------------------	------------------------

CILINDRICA DE DIMENSIONES



ALTURA (H) = 97.6 MM.
DIAMETRO (D) = 49.8 MM.

Q = CARGA CICLICA APLICADA



PRESION INTERSTICIAL = 180. KN/M2.
PRESION DE CELULA = 210. KN/M2.

FECHA : 31-OCT-88	FRECUENCIA CARGA CICLICA = 1. HZ.
-------------------	-----------------------------------



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 1

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

10 KN/M2.

0.0

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.00

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

0.0

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 1

6X

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 2

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

10 KN/M2.

0.6

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.08

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

2.0

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 49

CICLO 92



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 3

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

10 KN/M2.

0.7

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.59

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

9.1

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

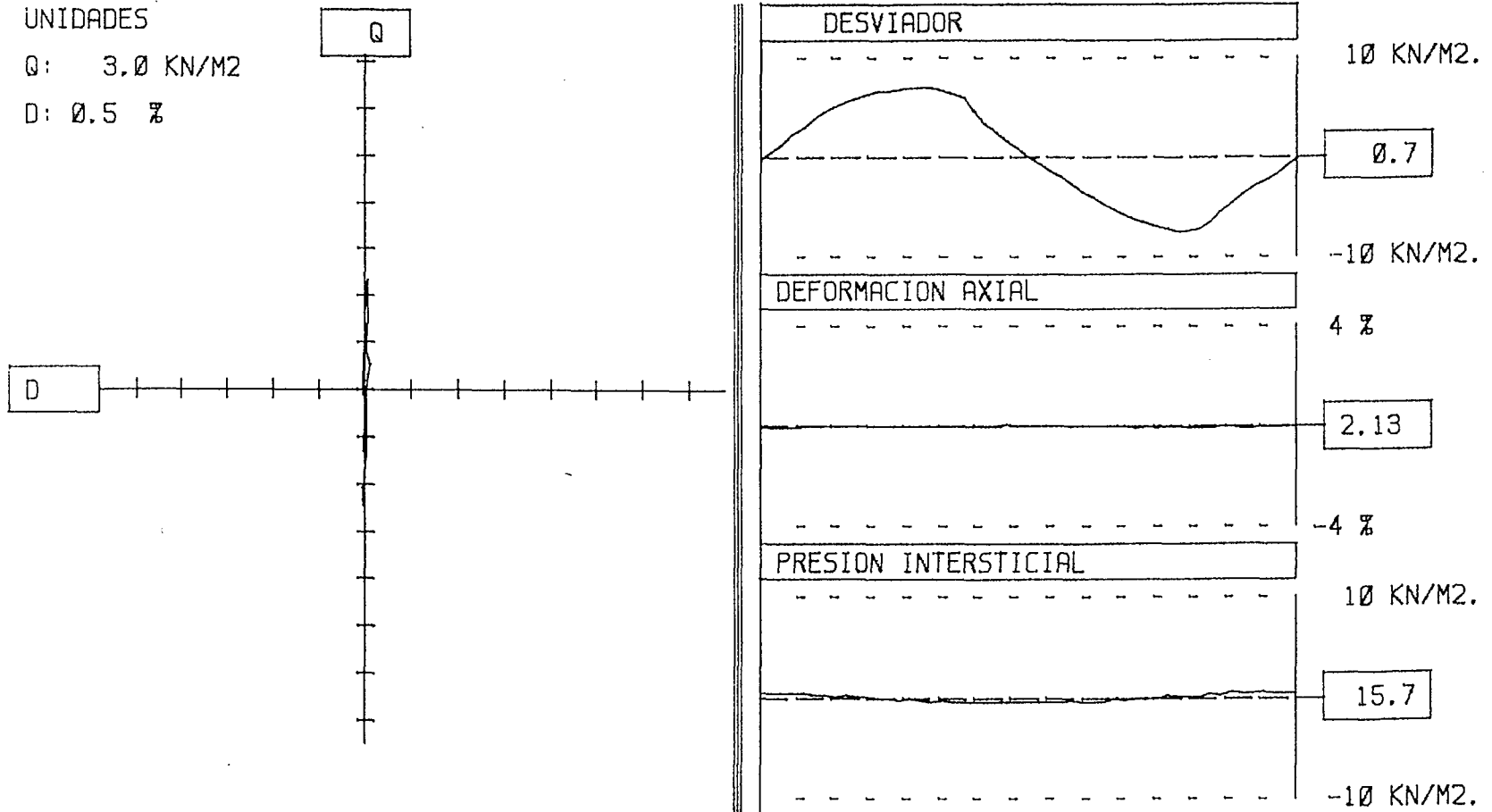
PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 428

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 554



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

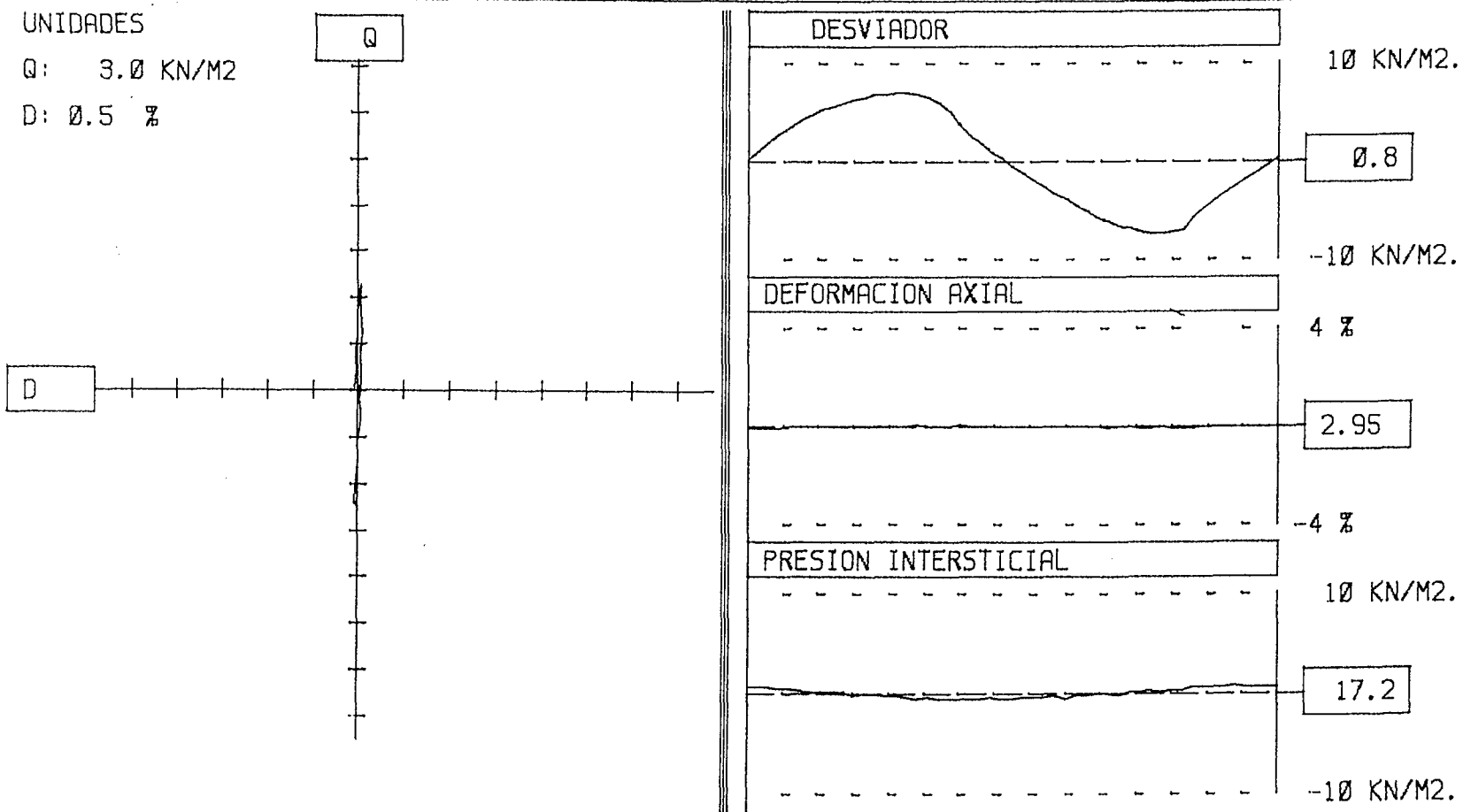
PAG. 2

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 577



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 3

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %

D

Q

DESVIADOR

10 KN/M2.

0.7

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

4.06

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

18.7

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 602



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

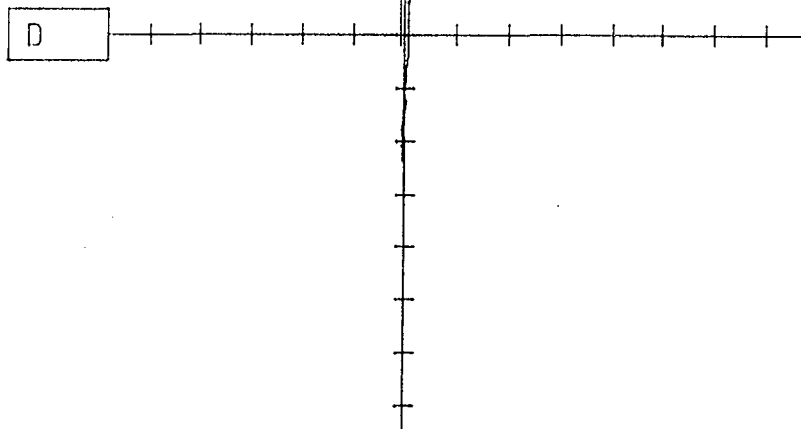
PAG. 4

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

10 KN/M2.

0.8

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

5.09

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

19.7

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 621

6X

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 5

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

10 KN/M2.

0.7

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

6.07

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

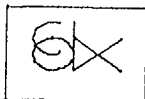
20.5

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 49

CICLO 639



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 6

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

CONSOL= 30. KN/M2

K= 2.

REL. TENSIONES 0.122

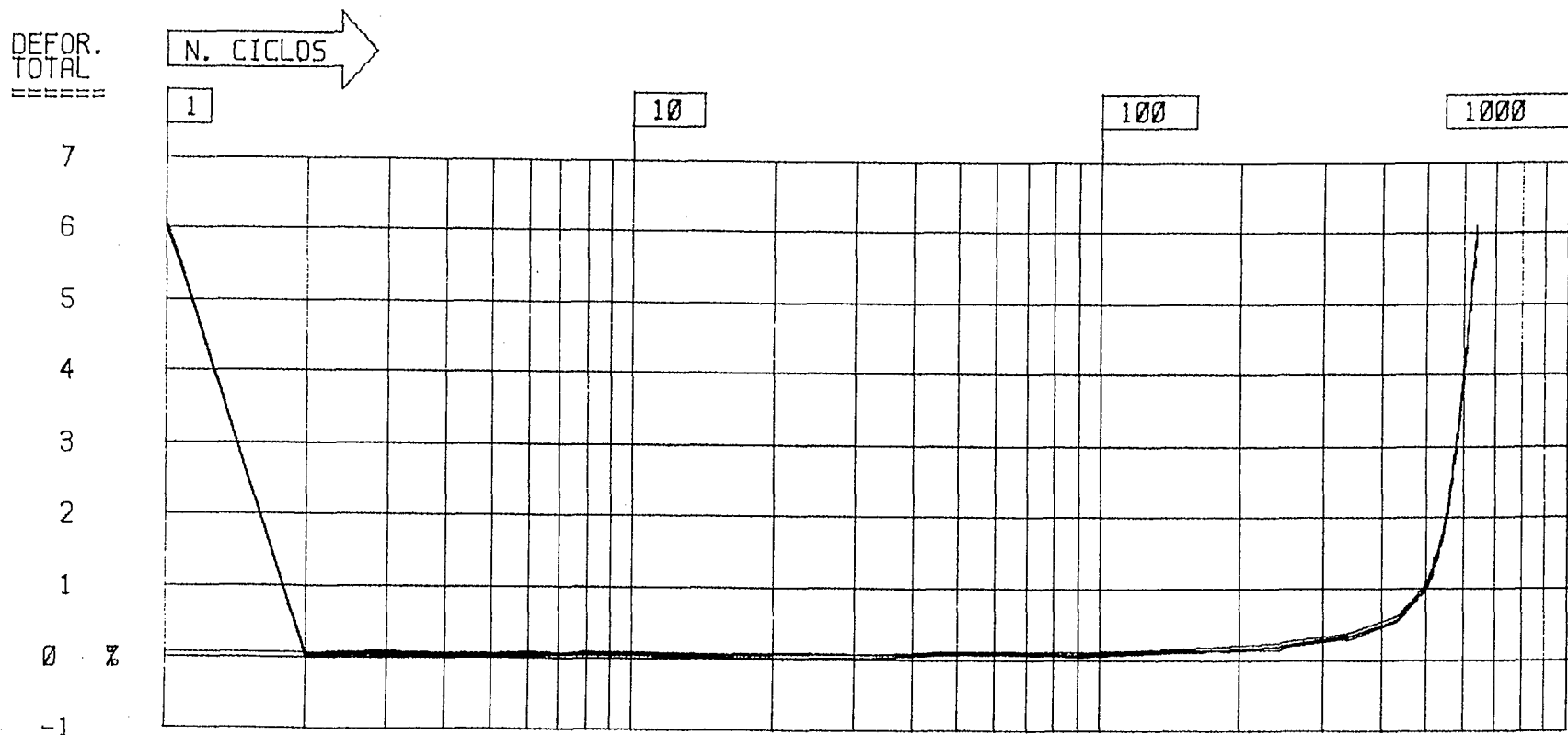


GRAFICO DE DEFORMACION TOTAL CICLICA

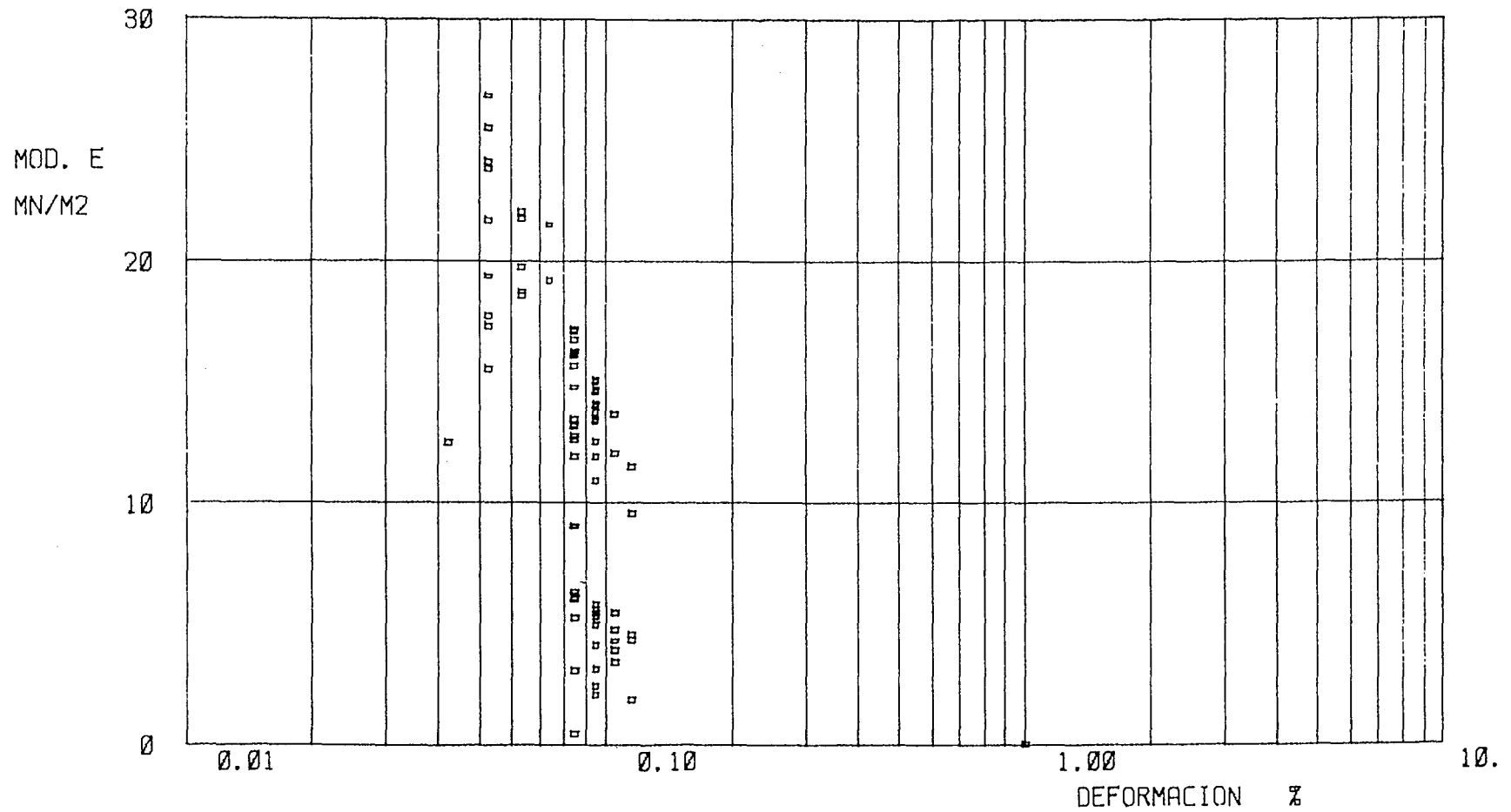
6X

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 7

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR



CURVA MODULO SECANTE-DEFORMACION

TRIAXIAL DINAMICO

PROYECTO ANOUJAR

TRABAJO: 6875

HUESTRA: 4714

FECHA: 31-OCT-88

PROBETA CILINDRICA.

LONGITUD: 97.57MM.

DIAMETRO: 49.81MM.

PRESION DE COLA: 180.KN/M2.

PRESION DE CELULA: 210.KN/M2.

NO. C1C1U DEF.HAX. DEF.H1H. U.COK. U.EXT

1	0.06	0.12	0.06	0.03
2	0.05	0.00	0.04	0.02
3	0.08	0.01	0.05	0.03
4	0.07	0.02	0.04	0.04
5	0.07	0.02	0.05	0.04
6	0.08	0.02	0.05	0.04
7	0.07	0.03	0.04	0.05
8	0.08	0.03	0.06	0.05
9	0.09	0.03	0.05	0.05
10	0.09	0.04	0.06	0.06
15	0.06	0.01	0.04	0.03
22	0.08	0.02	0.06	0.06
32	0.07	0.02	0.06	0.05
46	0.11	0.05	0.09	0.07
63	0.13	0.06	0.09	0.09
92	0.11	0.03	0.08	0.07
130	0.15	0.09	0.14	0.13
184	0.18	0.12	0.14	0.15
214	0.22	0.14	0.17	0.16
245	0.24	0.15	0.19	0.19
283	0.27	0.18	0.22	0.22
336	0.38	0.28	0.34	0.33
337	0.36	0.27	0.32	0.33
433	0.62	0.54	0.56	0.57
493	1.03	0.95	1.01	0.99
516	1.29	1.20	1.26	1.26
519	1.37	1.27	1.31	1.32
525	1.48	1.40	1.45	1.43
530	1.56	1.46	1.52	1.51
533	1.61	1.52	1.58	1.56
540	1.77	1.67	1.73	1.71
545	1.90	1.82	1.87	1.86
554	2.18	2.09	2.13	2.12
559	2.31	2.21	2.28	2.25
560	2.34	2.25	2.31	2.27
565	2.49	2.41	2.47	2.45
567	2.56	2.48	2.53	2.52
571	2.73	2.65	2.70	2.69
577	3.00	2.91	2.96	2.94
578	3.04	2.95	3.01	2.98
580	3.13	3.04	3.10	3.08
581	3.17	3.07	3.14	3.11
582	3.21	3.12	3.17	3.14
583	3.26	3.16	3.23	3.18
584	3.30	3.18	3.27	3.24
589	3.50	3.42	3.47	3.46
596	3.82	3.73	3.79	3.77
597	3.86	3.77	3.83	3.83
600	4.00	3.91	3.98	3.96
602	4.11	4.01	4.08	4.07
605	4.26	4.15	4.23	4.21
606	4.31	4.21	4.29	4.27
607	4.36	4.27	4.33	4.32
608	4.42	4.32	4.39	4.38
609	4.49	4.37	4.45	4.45
610	4.53	4.44	4.51	4.49

612	4.65	4.55	4.61	4.59
615	4.79	4.70	4.76	4.75
616	4.86	4.78	4.83	4.80
617	4.92	4.83	4.89	4.88
618	4.99	4.88	4.94	4.92
619	5.02	4.93	4.99	4.98
621	5.10	5.04	5.11	5.09
624	5.31	5.21	5.28	5.26
627	5.47	5.36	5.44	5.41
628	5.52	5.42	5.49	5.47
629	5.57	5.48	5.53	5.52
630	5.62	5.54	5.60	5.58
631	5.69	5.58	5.65	5.62
632	5.74	5.63	5.71	5.69
633	5.80	5.69	5.76	5.76
634	5.84	5.76	5.81	5.79
635	5.90	5.80	5.86	5.85
637	6.01	5.90	5.98	5.97
638	6.06	5.97	6.03	6.01
639	6.12	6.03	6.09	6.06

RELACION DE TENSIONES : 0.122

ENSAYO N° 6 - M-4714

TENSION DE CONSOLIDACION = 30 kN/m²

k = 2

6X

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 0

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

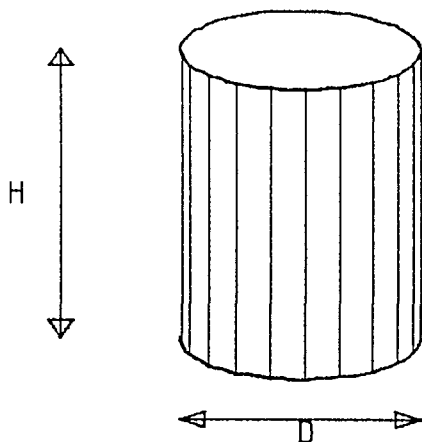
ENSAYO: TRIAXIAL CICLICO

TIPO DE PROBETA UTILIZADA

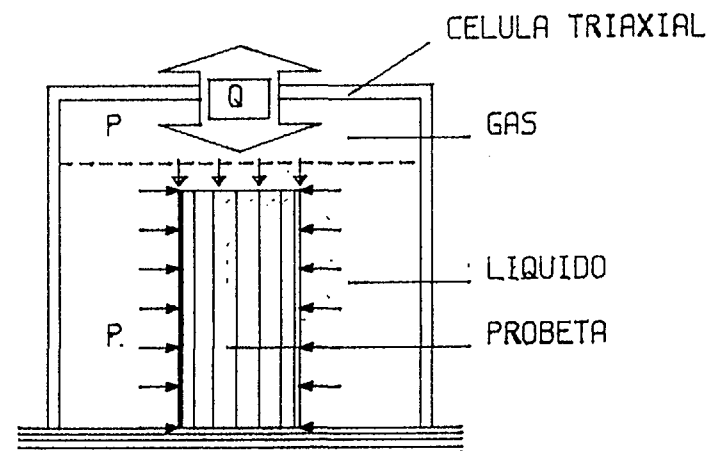
CONDICIONES DEL ENSAYO

CILINDRICA DE DIMENSIONES

Q = CARGA CICLICA APLICADA



ALTURA (H) = 100.1 MM.
DIAMETRO (D) = 50.1 MM.



PRESION INTERSTICIAL = 180. KN/M2.
PRESION DE CELULA = 210. KN/M2.

FECHA : 2-NOV-88

FRECUENCIA CARGA CICLICA = 1. HZ.



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 1

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

10 KN/M2.

0.0

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.00

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

0.0

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 1

EX

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 2

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

10 KN/M2.

1.0

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

-0.03

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

10.1

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 21



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

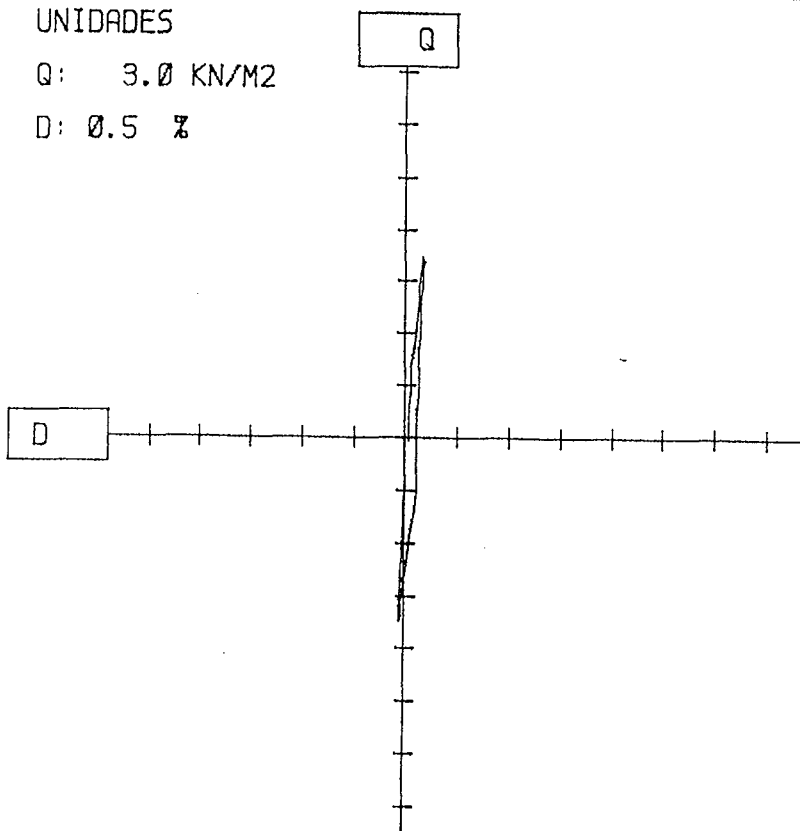
PAG. 3

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

10 KN/M2.

1.0

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

-0.04

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

12.3

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 25



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

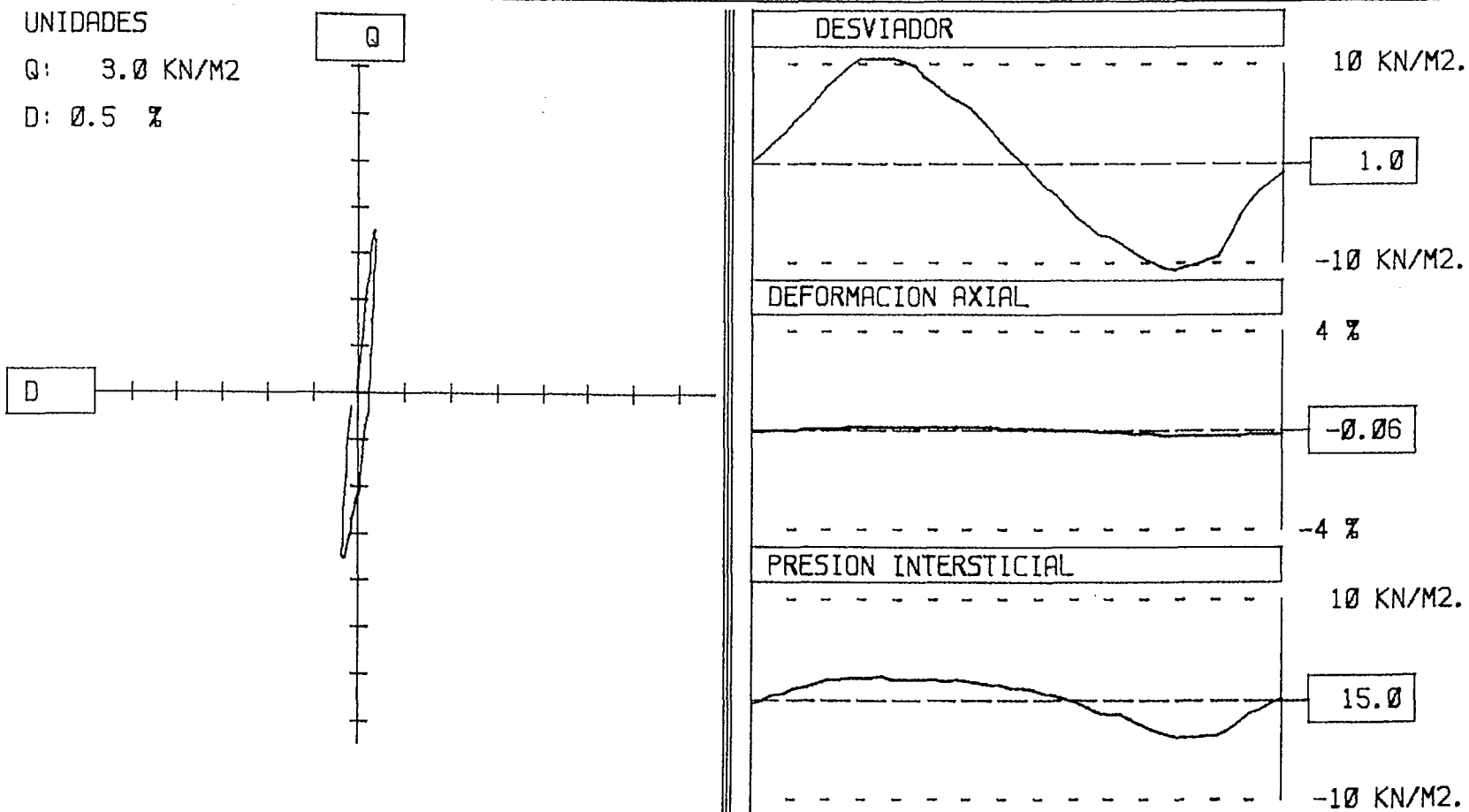
PAG. 4

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 49

CICLO 28



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

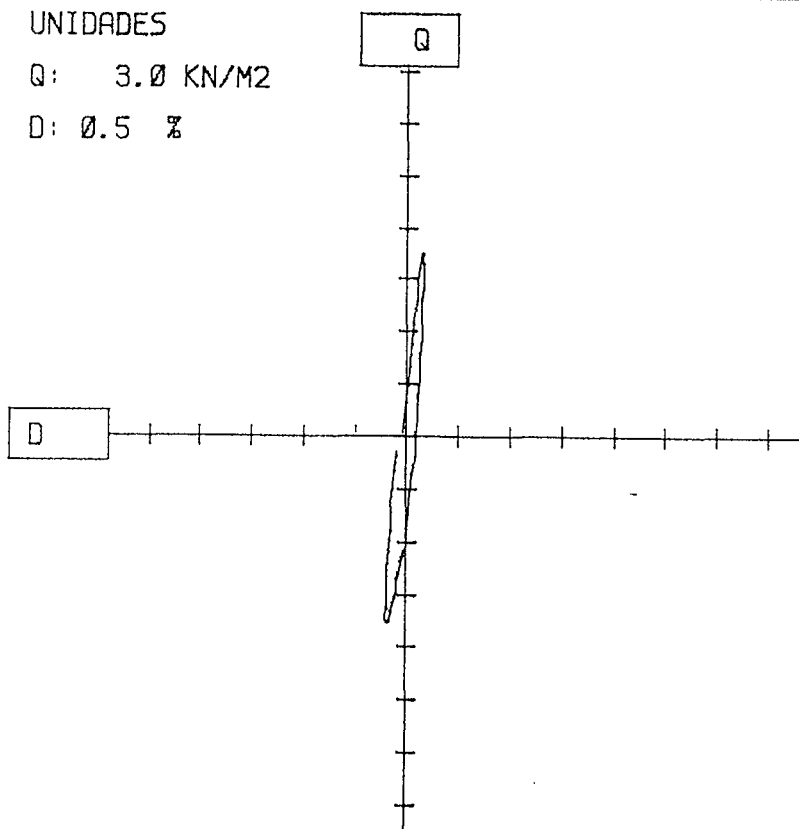
PAG. 5

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

10 KN/M2.

1.0

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

-0.06

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

15.0

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 49

CICLO 28



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 6

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %

D

Q

DESVIADOR

10 KN/M2.

1.0

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

-0.08

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

16.2

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 29

6X

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

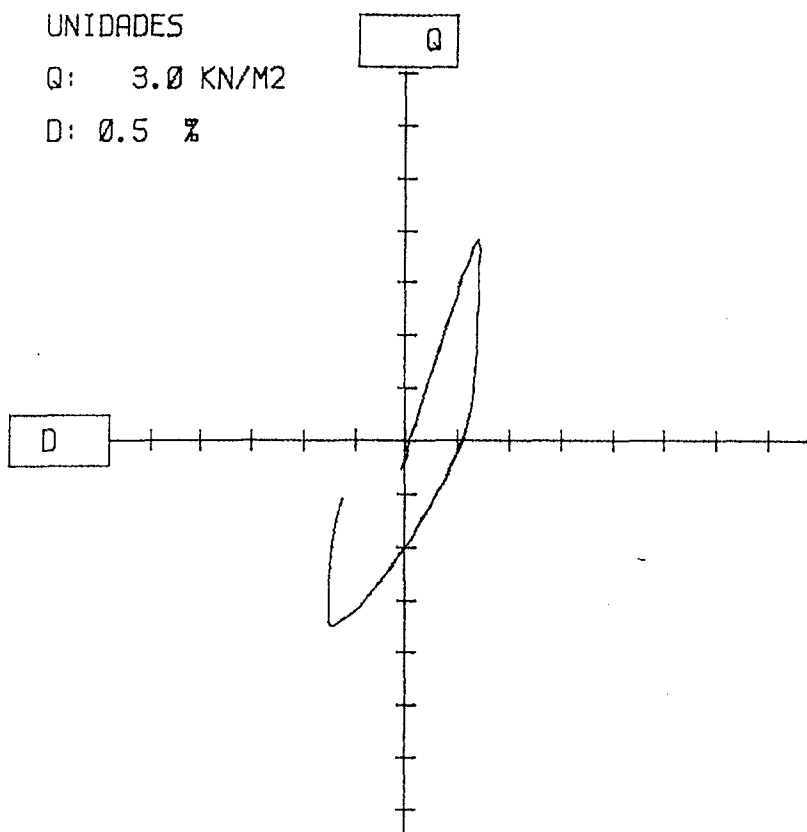
PAG. 8

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

10 KN/M2.

0.9

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

-0.24

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

19.9

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 31

EX

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

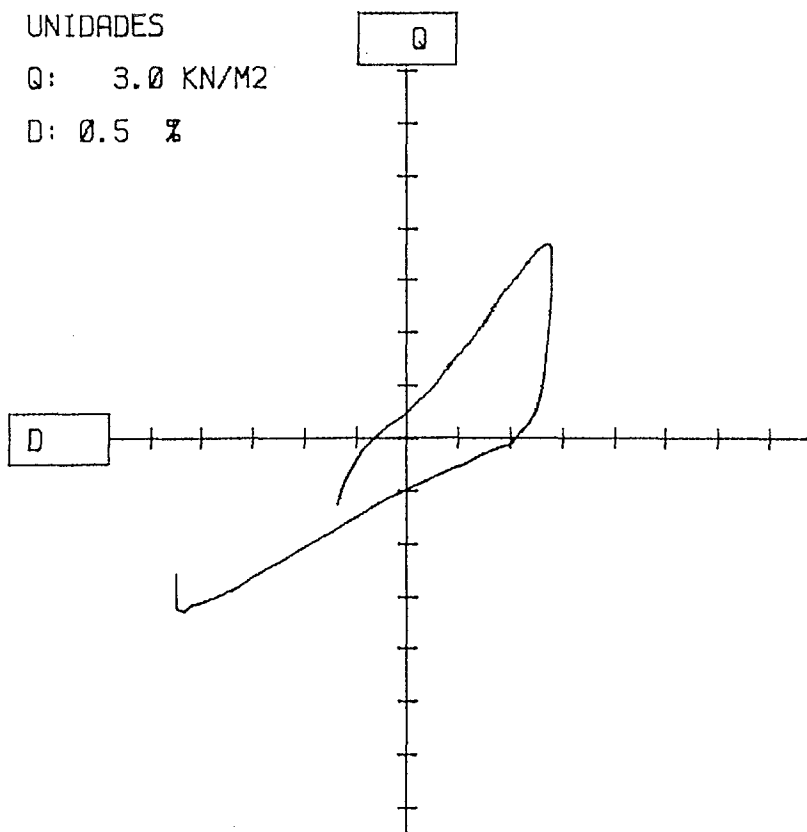
PAG. 9

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

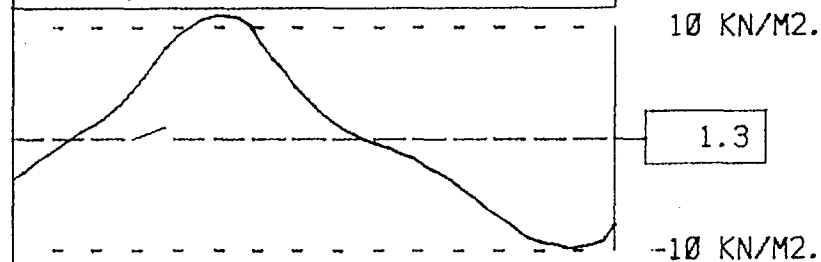
UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

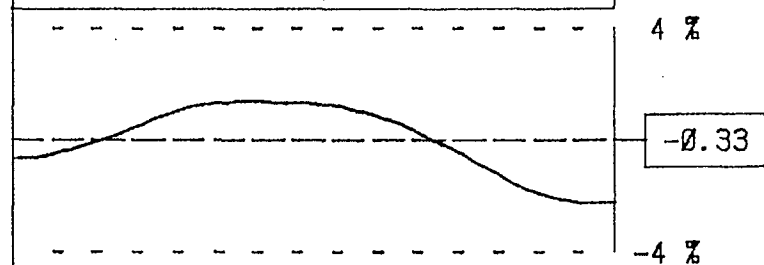
D: 0.5 %



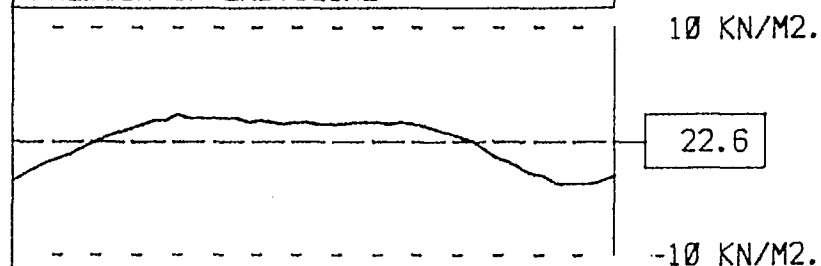
DESVIADOR



DEFORMACION AXIAL



PRESION INTERSTICIAL



FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 51

CICLO 32



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

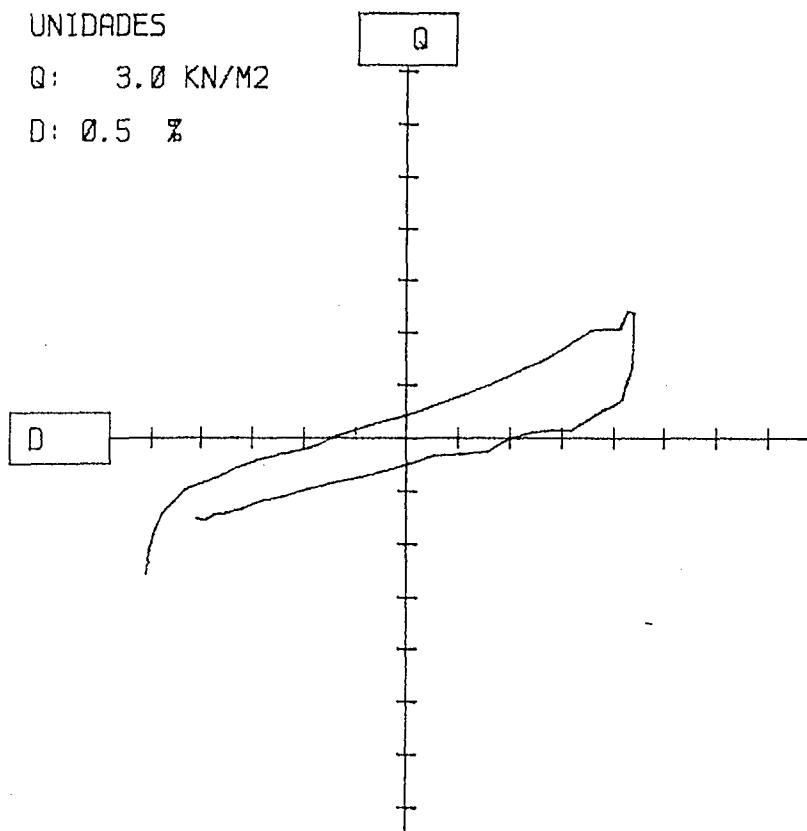
PAG. 10

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 3.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

10 KN/M2.

1.3

-10 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

-0.02

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

10 KN/M2.

25.4

-10 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 52

CICLO 33



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 11

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

CONSOL= 30. KN/M2

K= 2.

REL. TENSIONES 0.174

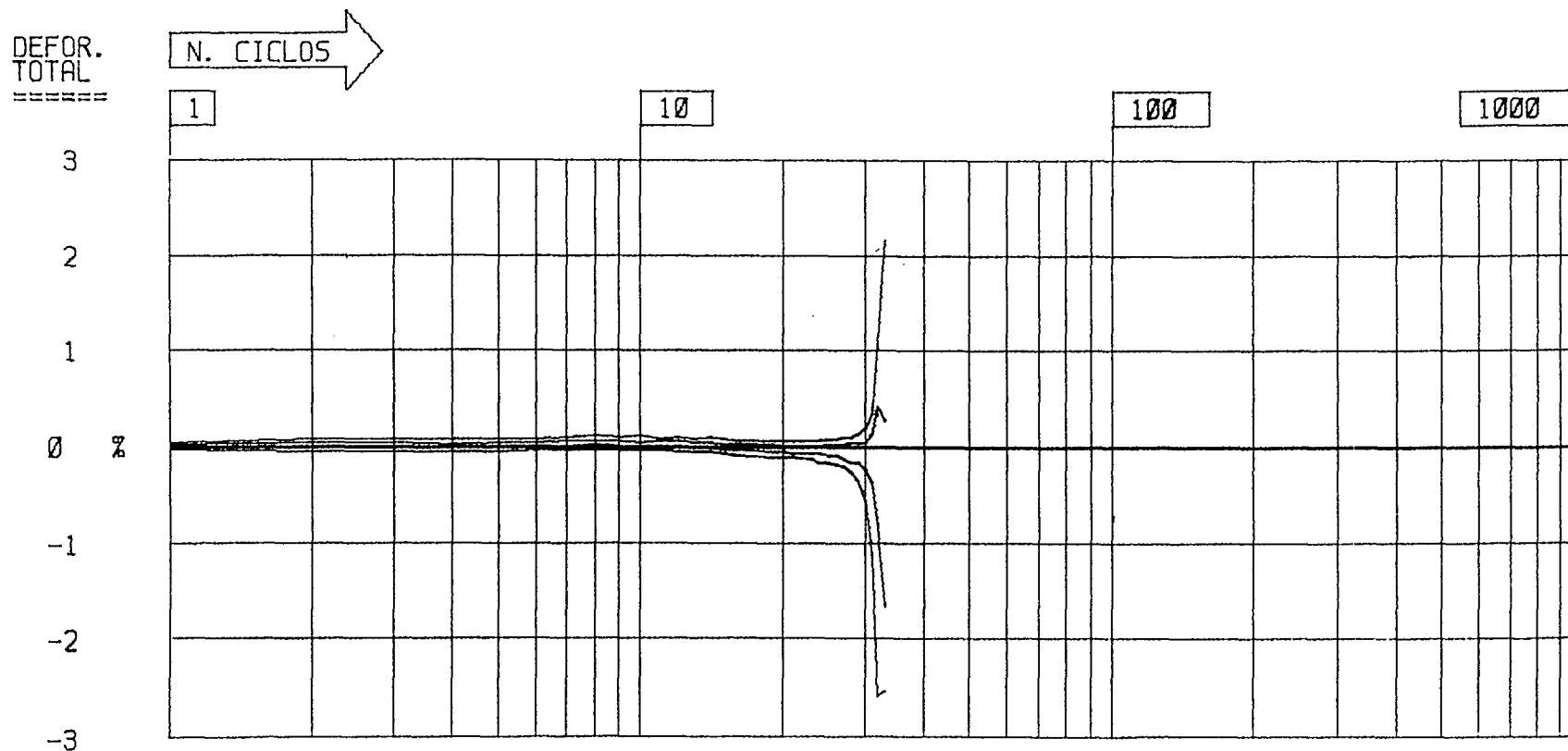
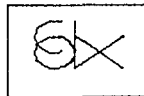


GRAFICO DE DEFORMACION TOTAL CICLICA

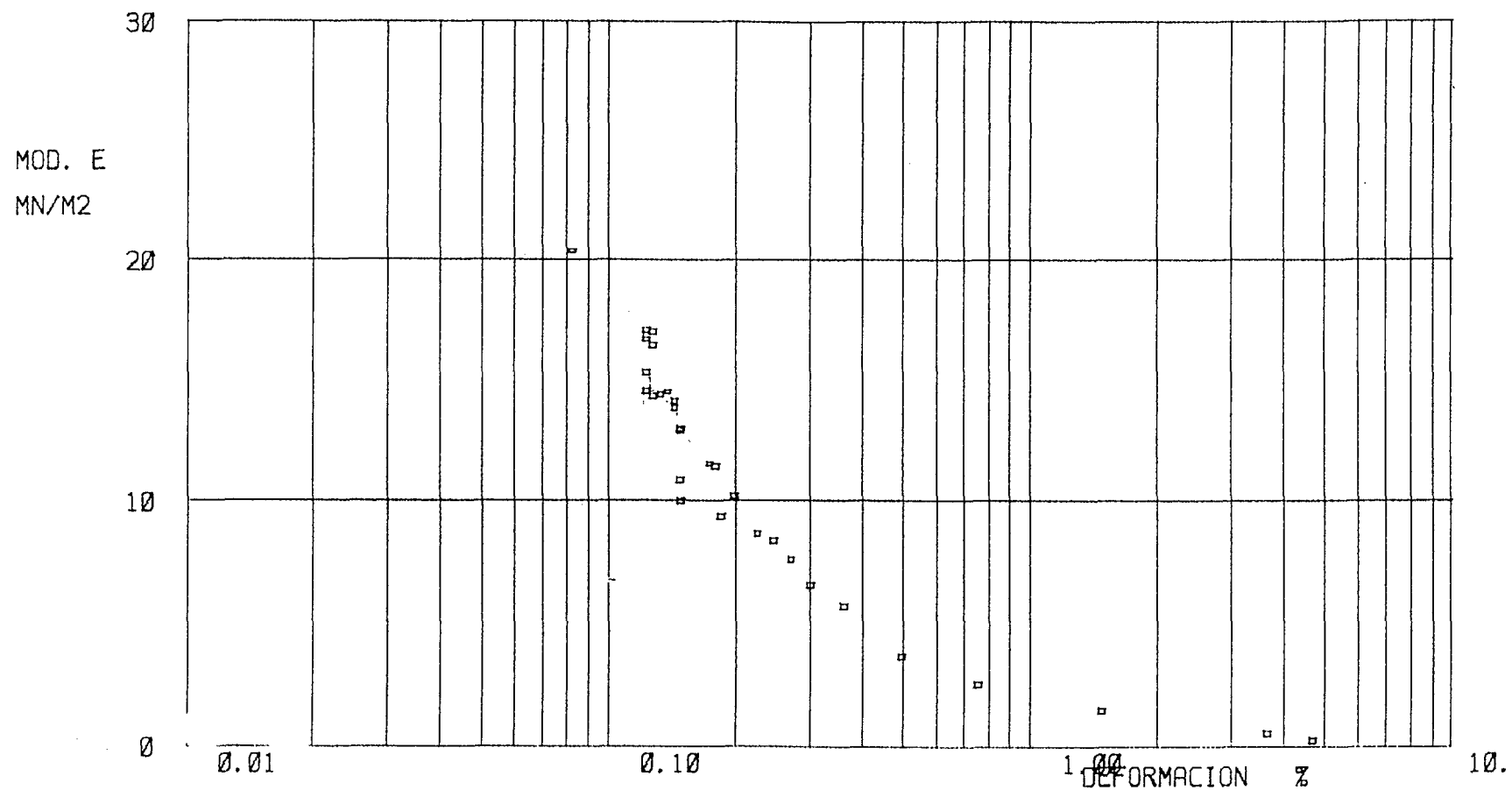


TRABAJO: 6875

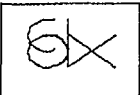
MUESTRA: 4714

PAG. 12

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR



CURVA MODULO SECANTE-DEFORMACION

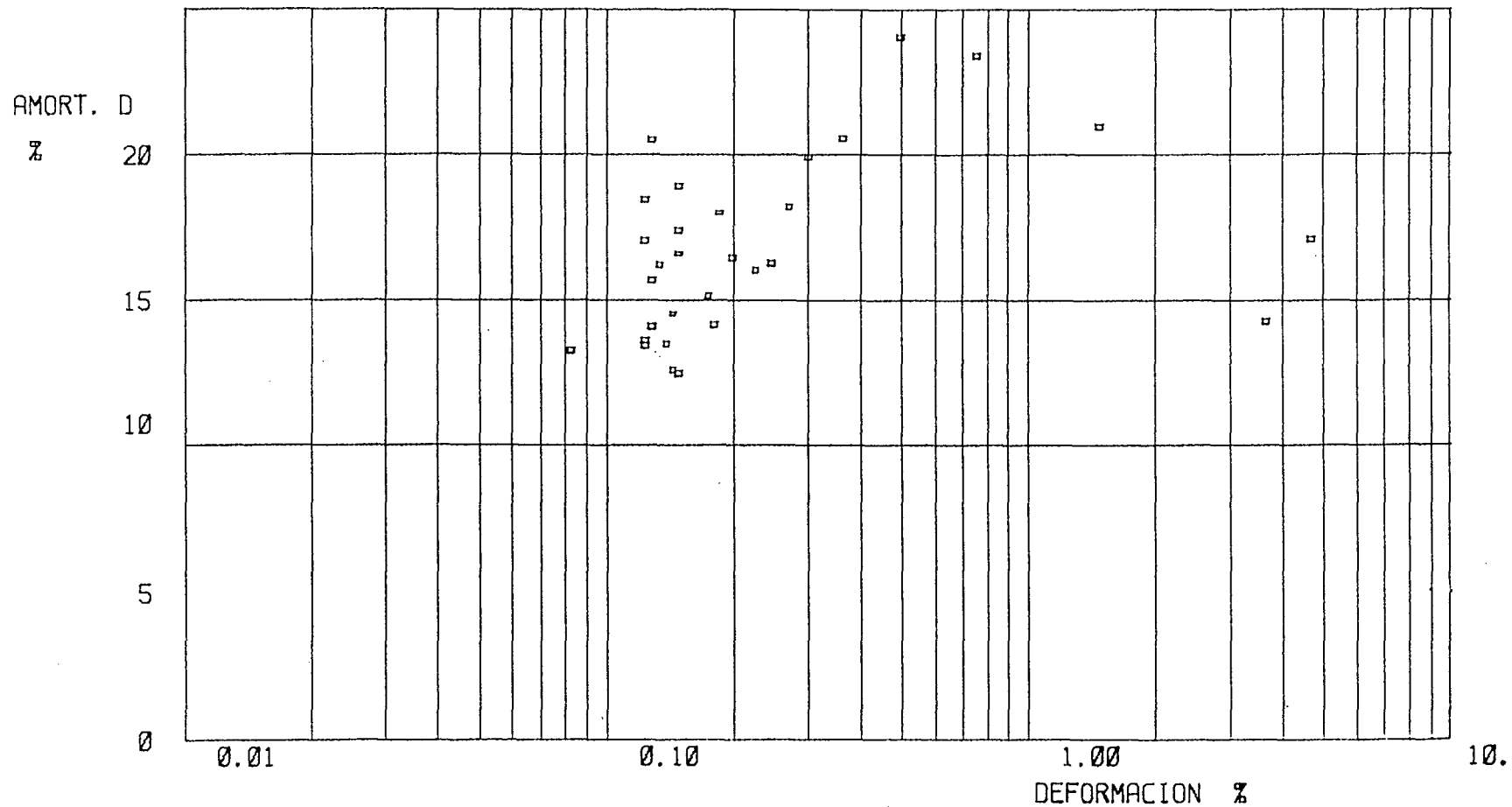


TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 13

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR



CURVA AMORTIGUAMIENTO-DEFORMACION

TRIAXIAL DINAMICO

PROYECTO ANOUJAR

TRABAJO: 6875

HUESERA: 4714

FECHA: 2-NOV-88

PROBETA CILINDRICA.

LONGITUD: 100.13MM.

DIAMETRO: 50.07MM.

PRESION DE COLA: 180.KN/M2.

PRESION DE CELULA: 210.KN/M2.

NO. CICLO DEF. MAX. DEF. MIN. D. COM. D. EXT

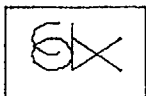
1	0.04	-0.05	0.02	0.00
2	0.07	-0.06	0.03	-0.02
3	0.08	-0.05	0.04	-0.02
4	0.08	-0.05	0.03	-0.02
5	0.08	-0.05	0.04	0.00
6	0.08	-0.04	0.05	0.00
7	0.09	-0.04	0.05	0.01
8	0.11	-0.04	0.05	0.02
9	0.10	-0.04	0.05	0.00
10	0.11	-0.04	0.05	-0.01
11	0.08	-0.04	0.06	-0.01
12	0.09	-0.05	0.06	-0.01
13	0.08	-0.06	0.04	-0.02
14	0.09	-0.06	0.04	-0.02
15	0.07	-0.08	0.03	-0.03
16	0.06	-0.09	0.02	-0.05
19	0.06	-0.11	0.02	-0.06
20	0.06	-0.12	0.00	-0.06
21	0.06	-0.12	0.00	-0.07
23	0.06	-0.14	0.01	-0.07
24	0.06	-0.16	0.00	-0.08
25	0.08	-0.17	0.02	-0.10
26	0.08	-0.19	0.02	-0.10
27	0.09	-0.21	0.02	-0.13
28	0.10	-0.27	0.03	-0.18
29	0.13	-0.37	0.04	-0.16
30	0.19	-0.56	0.05	-0.24
31	0.34	-1.14	0.12	-0.37
32	1.07	-2.58	0.41	-0.84
33	2.17	-2.53	0.26	-1.67

RELACION DE TENSIONES : 0.174

ENSAYO N° 7 - M-4714

TENSION DE CONSOLIDACION = 30 kN/m²

k = 2



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 0

DENOMINACION: PROYECTO. DE ANDUJAR

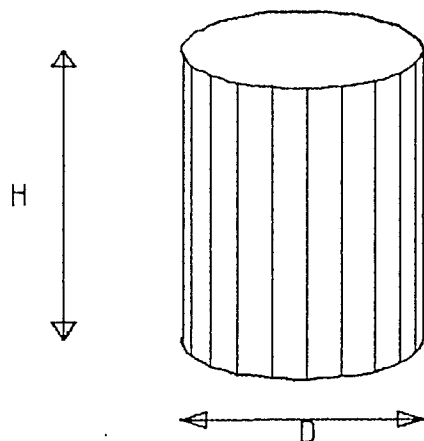
ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

TIPO DE PROBETA UTILIZADA

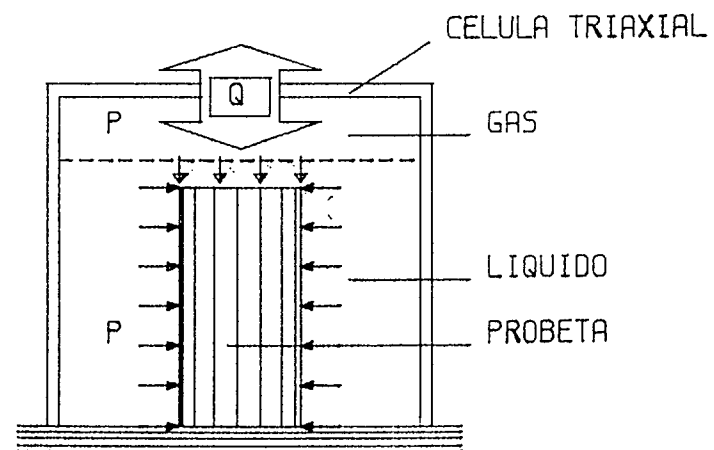
CONDICIONES DEL ENSAYO

CILINDRICA DE DIMENSIONES

Q = CARGA CICLICA APLICADA



ALTURA (H) = 99.9 MM.
DIAMETRO (D) = 50.0 MM.



PRESION INTERSTICIAL = 180. KN/M2.
PRESION DE CELULA = 210. KN/M2.

FECHA : 10-NOV-88

FRECUENCIA CARGA CICLICA = 1. HZ.



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

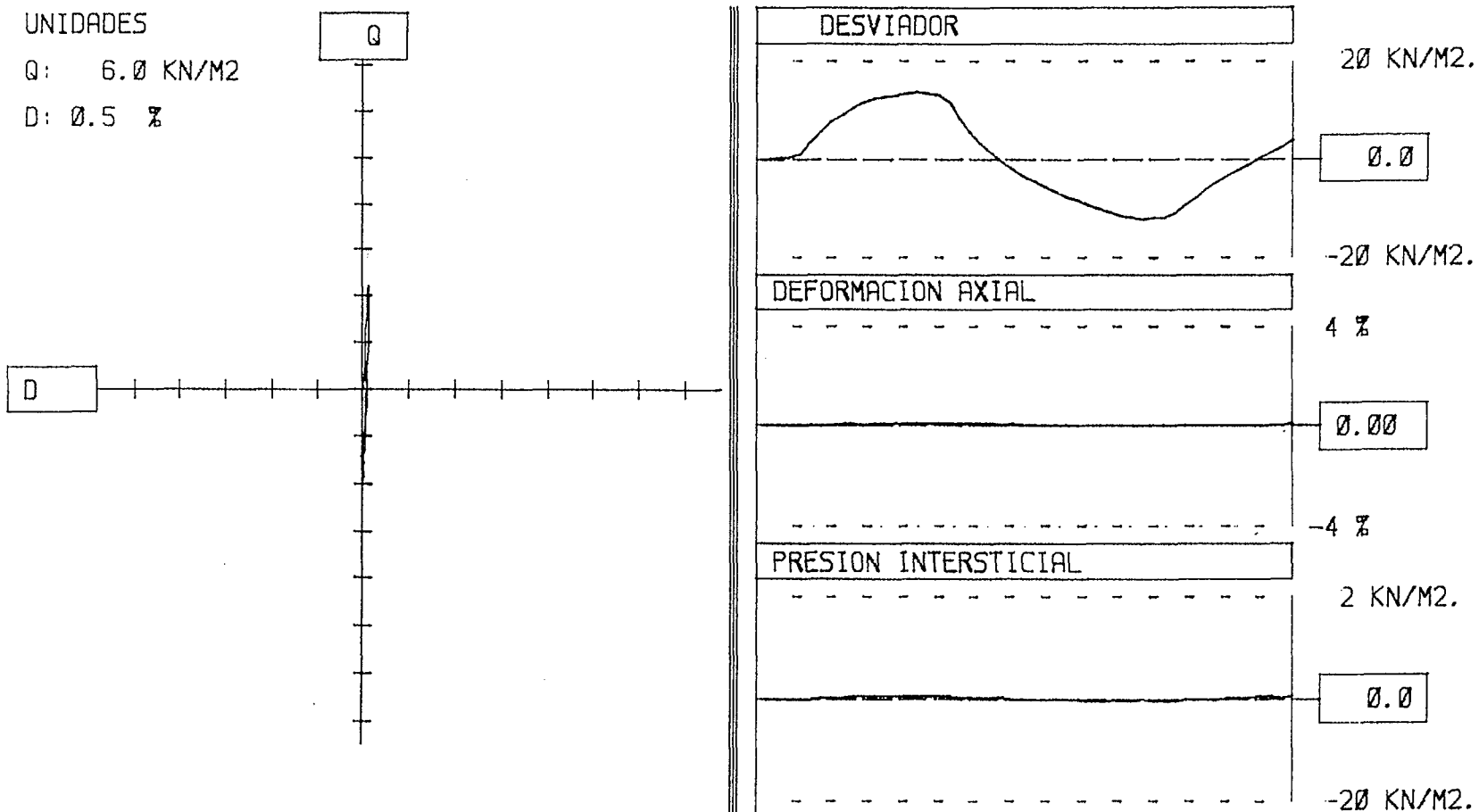
PAG. 1

DENOMINACION: PROYECTO DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %



FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 1



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

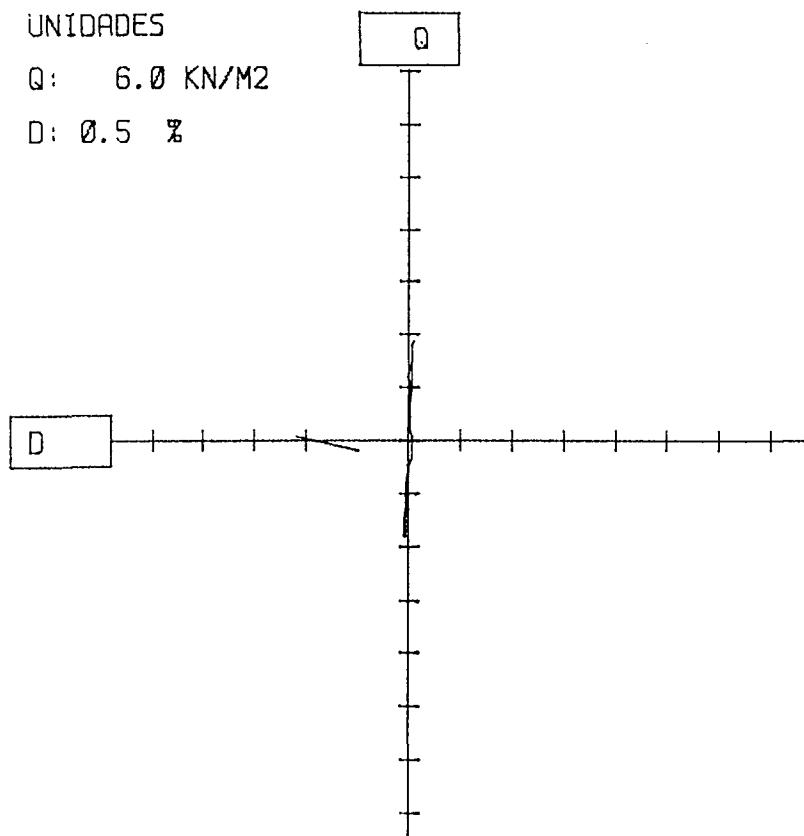
PAG. 2

DENOMINACION: PROYECTO DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

20 KN/M2.

0.7

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.29

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

4.7

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 29



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 3

DENOMINACION: PROYECTO DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

0.7

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.56

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

8.6

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 58



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 4

DENOMINACION: PROYECTO DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

1.0

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.89

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/2.

11.5

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 75



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

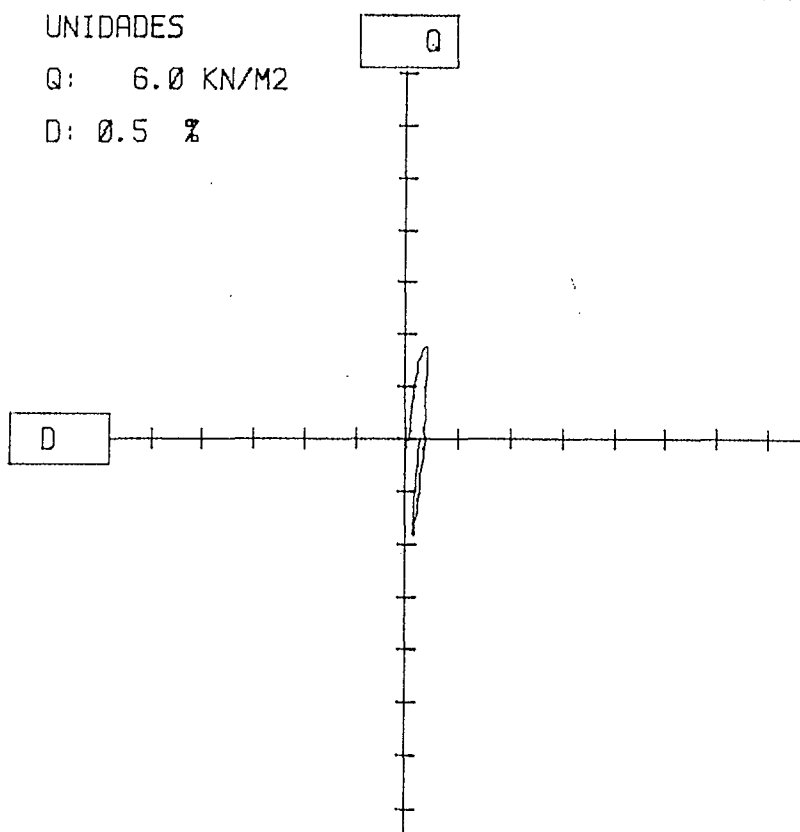
PAG. 5

DENOMINACION: PROYECTO DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

20 KN/M2.

1.3

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

2.26

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

17.3

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 101



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

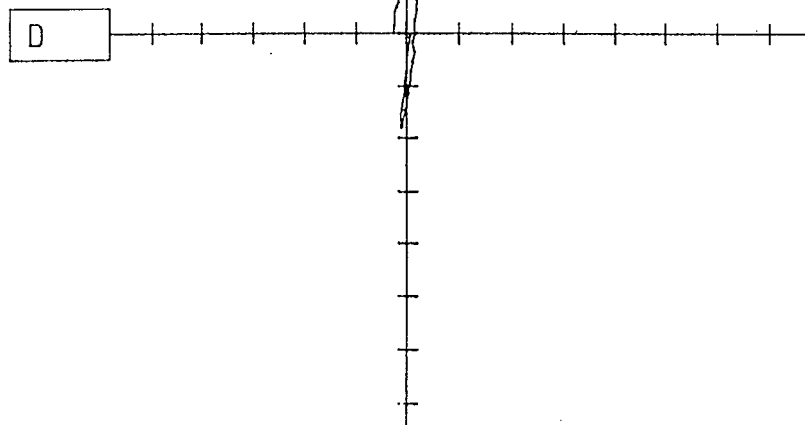
PAG. 6

DENOMINACION: PROYECTO DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

20 KN/M2.

1.4

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

3.20

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

18.8

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 108

EX

TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 7

DENOMINACION: PROYECTO DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

1.4

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

5.90

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

21.6

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 120



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 8

DENOMINACION: PROYECTO DE ANDUJAR

CONSOL= 30. KN/M2

K= 2.

REL. TENSIONES 0.188

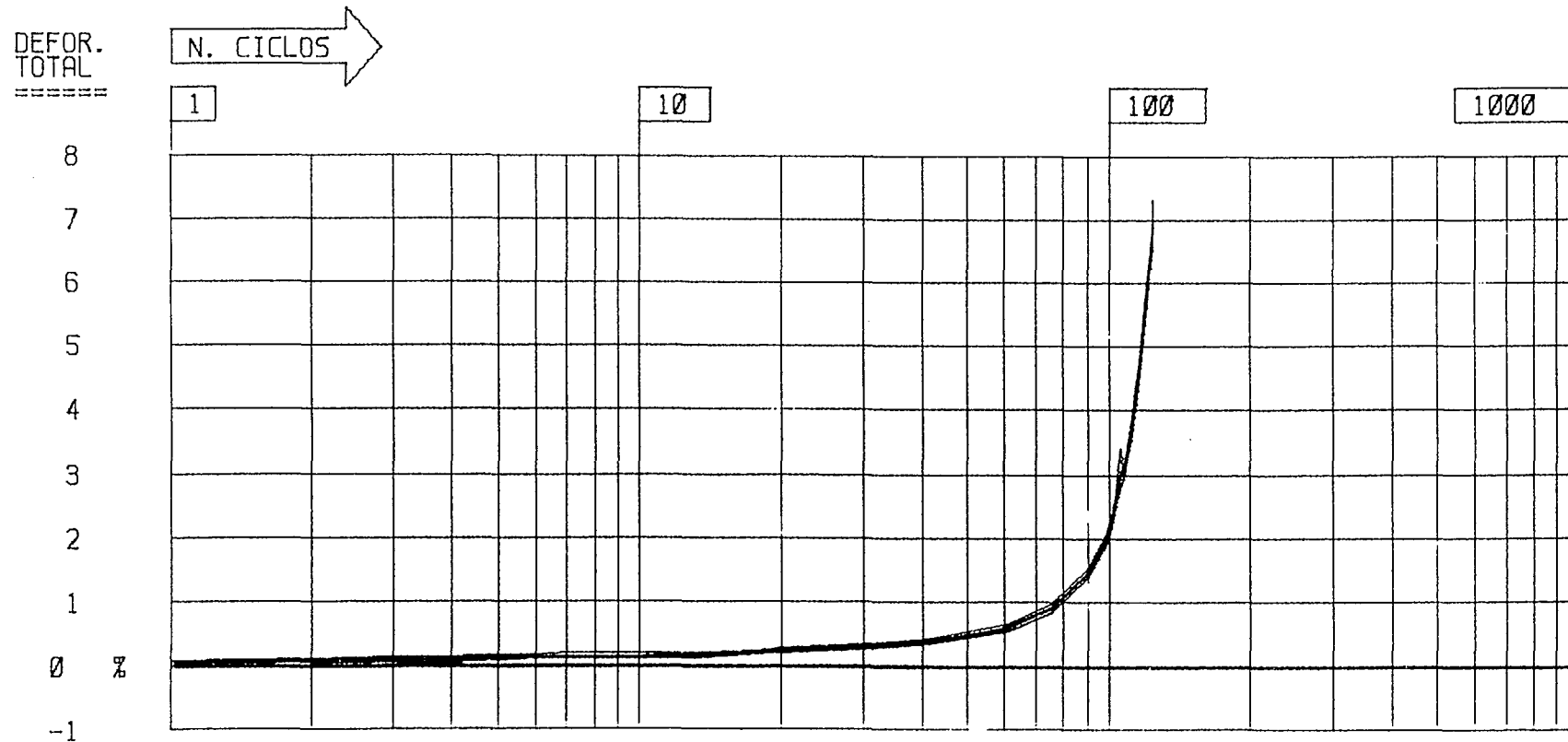


GRAFICO. DE DEFORMACION TOTAL CICLICA

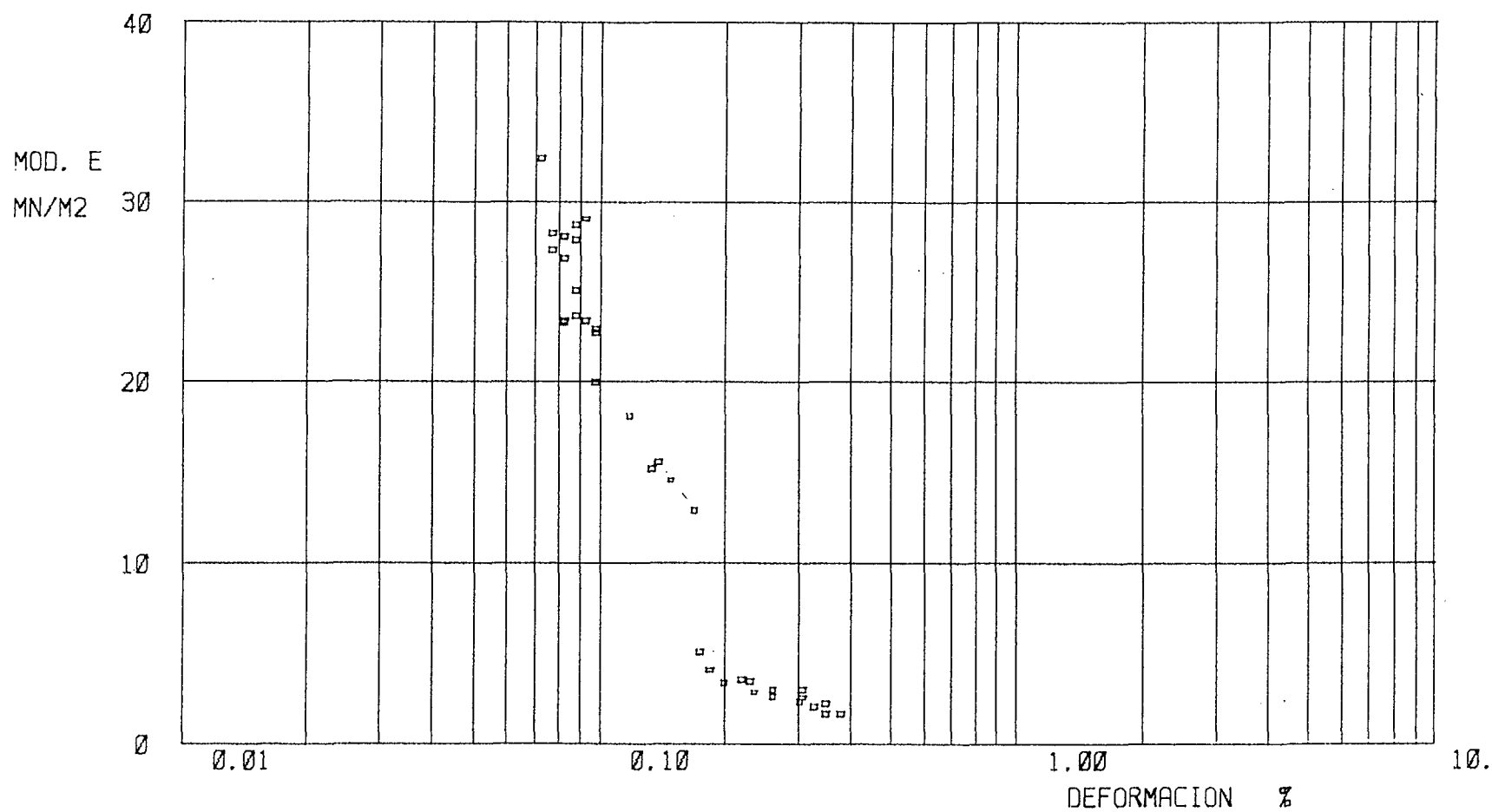


TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 1

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR



CURVA MODULO SECANTE-DEFORMACION

TRIAXIAL DINAMICO

PROYECTO AROUJAR

TRABAJO: 6875

HUESTRA: 4714

FECHA: 10-NOV-88

PROBETA CILINDRICA.

LONGITUD: 99.91MM.

DIAMETRO: 49.96MM.

PRESION DE COLA: 180.KN/M2.

PRESION DE CELULA: 210.KN/M2.

NO. CICLO DEF. MAX. DEF. MIN. D. CON. D. EXT

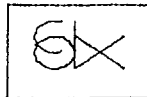
1	0.07	0.00	0.05	0.03
2	0.11	0.02	0.08	0.04
3	0.13	0.05	0.10	0.08
4	0.15	0.07	0.12	0.09
5	0.17	0.09	0.14	0.12
6	0.18	0.10	0.15	0.13
7	0.18	0.10	0.15	0.12
8	0.18	0.10	0.15	0.13
9	0.19	0.10	0.14	0.13
10	0.18	0.10	0.15	0.14
11	0.19	0.10	0.16	0.13
13	0.19	0.10	0.16	0.14
19	0.27	0.19	0.24	0.23
20	0.28	0.18	0.25	0.23
29	0.33	0.25	0.31	0.28
41	0.42	0.33	0.38	0.36
58	0.61	0.51	0.58	0.55
61	0.67	0.55	0.63	0.60
75	0.95	0.82	0.90	0.87
90	1.53	1.39	1.49	1.44
98	2.06	1.91	2.01	1.96
100	2.24	2.08	2.20	2.15
101	2.35	2.17	2.32	2.26
103	2.58	2.39	2.54	2.49
106	2.98	2.78	2.95	2.89
107	3.14	2.92	3.10	3.04
108	3.31	3.08	3.25	3.21
109	3.47	3.23	3.42	3.36
111	3.81	3.55	3.76	3.68
112	4.00	3.74	3.96	3.89
114	4.43	4.13	4.37	4.31
115	4.65	4.34	4.60	4.54
116	4.88	4.58	4.84	4.79
117	5.17	4.82	5.13	5.06
118	5.45	5.12	5.41	5.34
119	5.74	5.39	5.70	5.63
120	6.05	5.67	6.01	5.93

RELACION DE TENSIONES : 0.188

ENSAYO N° 8 - M-4714

TENSION DE CONSOLIDACION = 30 kN/m²

K = 2



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 0

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

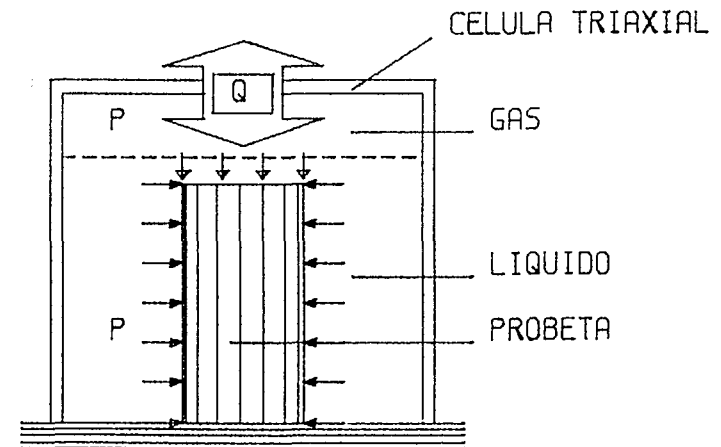
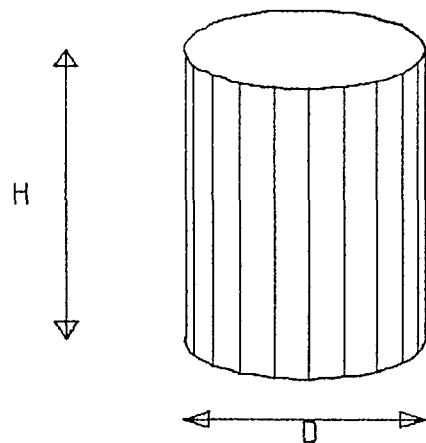
ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

TIPO DE PROBETA UTILIZADA

CONDICIONES DEL ENSAYO

CILINDRICA DE DIMENSIONES

Q = CARGA CICLICA APLICADA



ALTURA (H) = 99.2 MM.
DIAMETRO (D) = 50.1 MM.

PRESION INTERSTICIAL = 180. KN/M2.
PRESION DE CELULA = 210. KN/M2.

FECHA : 16-NOV-88

FRECUENCIA CARGA CICLICA = 1. HZ.



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

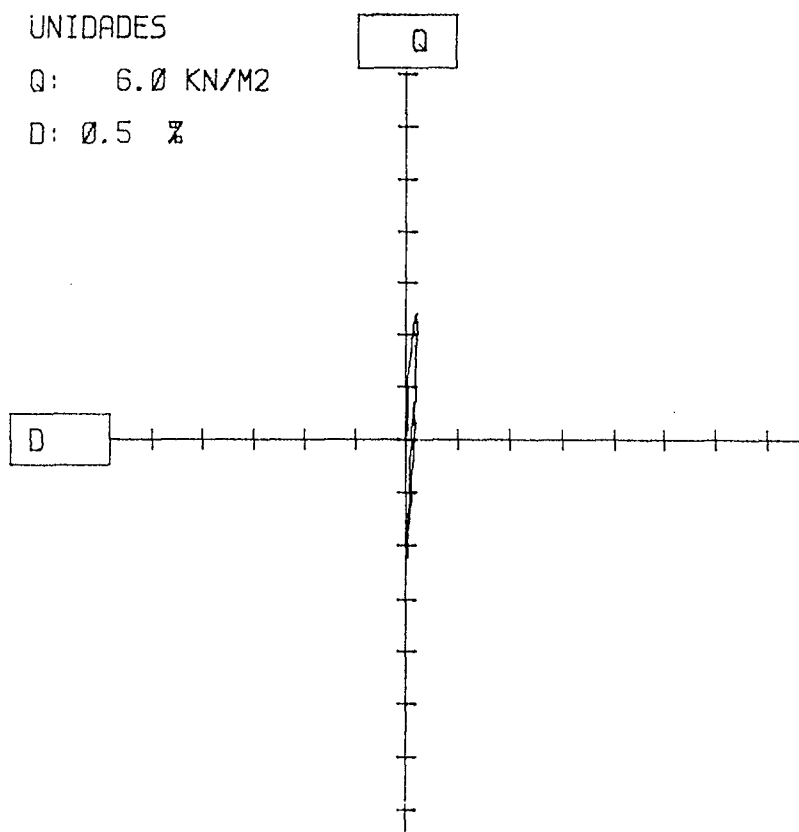
PAG. 1

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

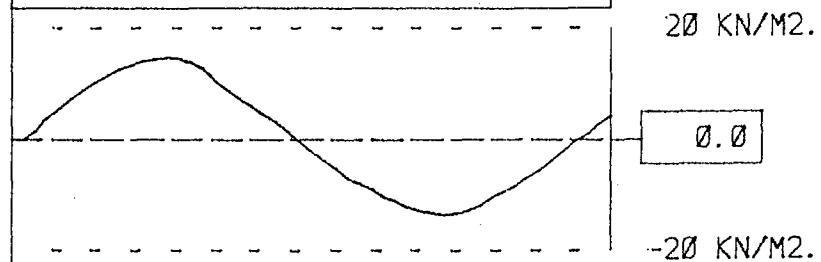
UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

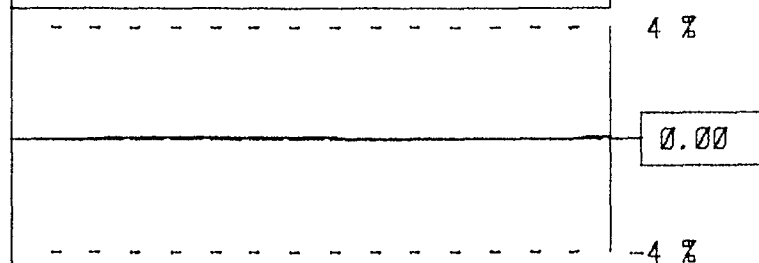
D: 0.5 %



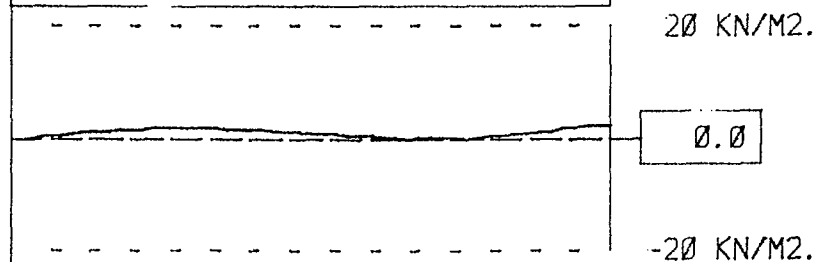
DESVIADOR



DEFORMACION AXIAL



PRESION INTERSTICIAL



FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 1



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 2

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

1.0

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.60

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

13.1

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 49

CICLO 13



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 3

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

1.0

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

0.94

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

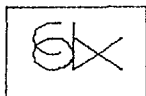
16.3

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 16



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

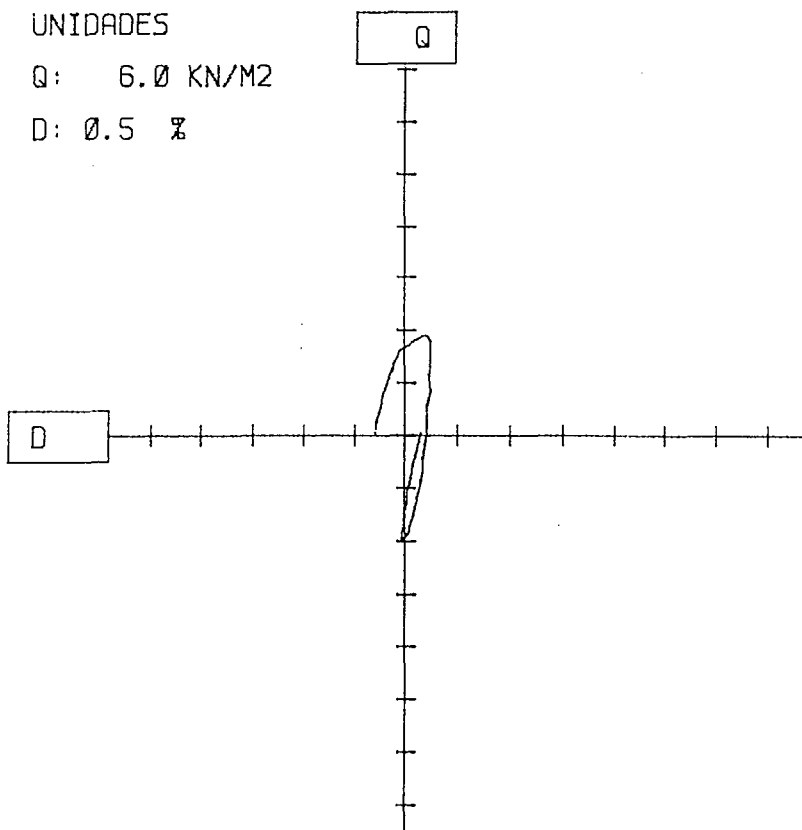
PAG. 1

DENOMINACION: PROYECTO DE ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %



DESVIADOR

20 KN/M2.

1.0

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

2.14

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

21.1

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 20



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 1

DENOMINACION: PROYECTO. ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

1.0

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

4.24

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

24.2

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 23



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 2

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

UNIDADES

Q: 6.0 KN/M2

D: 0.5 %

Q

D

DESVIADOR

20 KN/M2.

1.0

-20 KN/M2.

DEFORMACION AXIAL

4 %

5.43

-4 %

PRESION INTERSTICIAL

20 KN/M2.

25.1

-20 KN/M2.

FRECUENCIA: 1. C/SG.

PUNTOS POR CICLO: 50

CICLO 24



TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 3

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR

CONSOL= 30. KN/M2

K= 2.

REL. TENSIONES 0.205

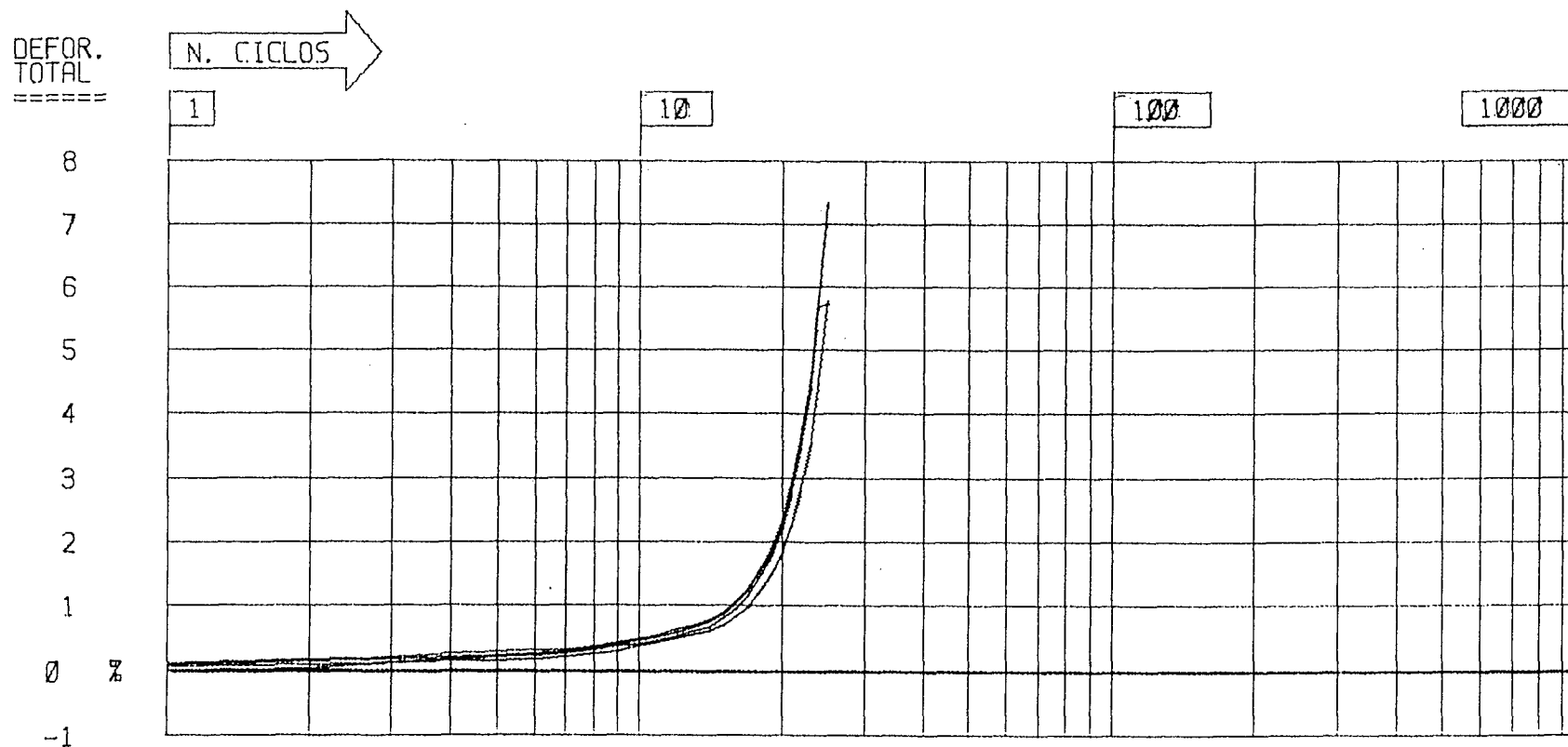
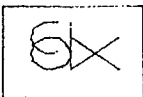


GRAFICO DE DEFORMACION TOTAL CICLICA

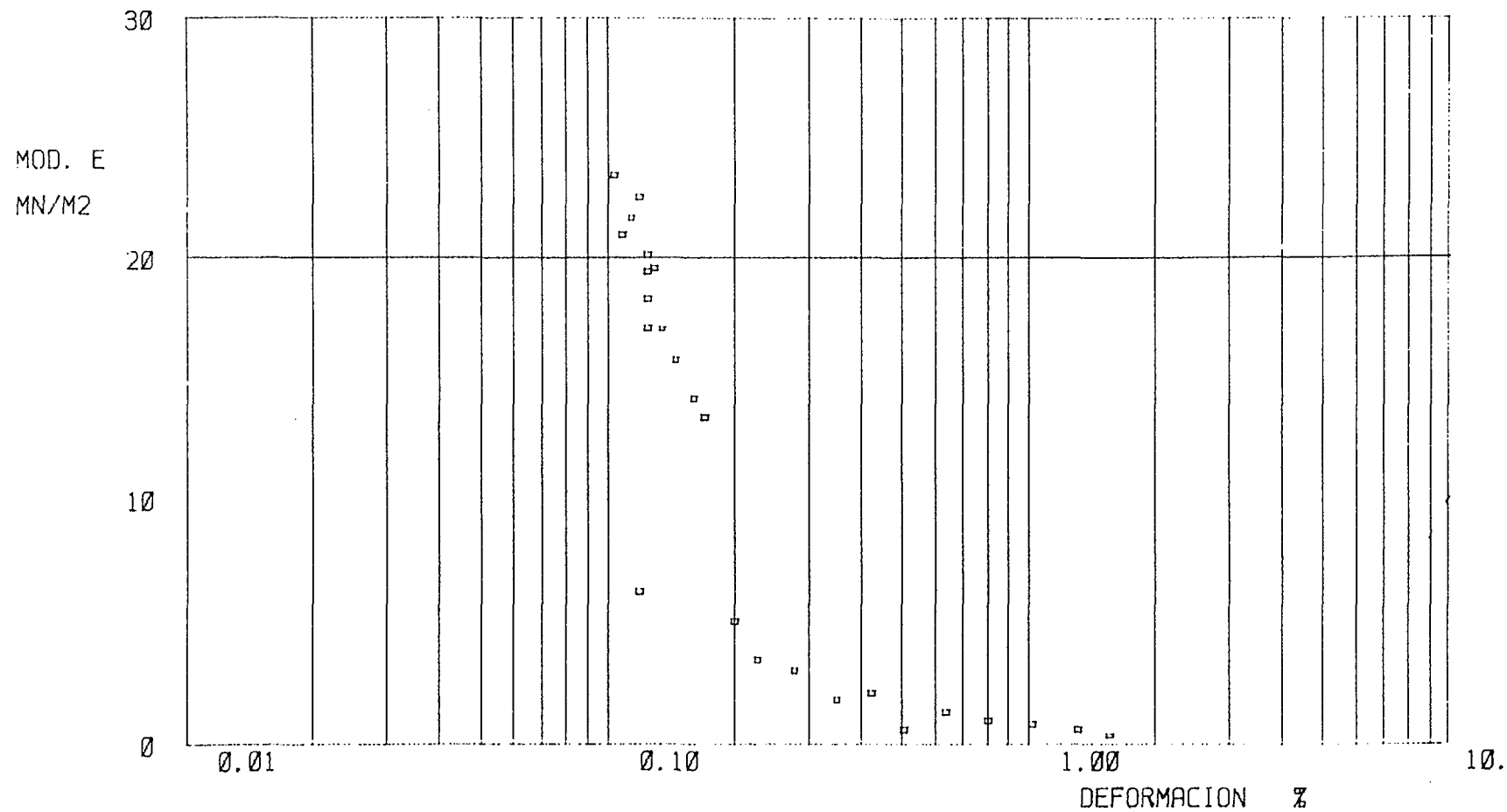


TRABAJO: 6875

MUESTRA: 4714

PAG. 4

DENOMINACION: PROYECTO ANDUJAR



CURVA MODULO SECANTE-DEFORMACION

TRIAXIAL DINAMICO

PROYECTO ANOUJAR

TRABAJO: 6875

HUESTRA: 4714

FECHA: 16-NOV-88

PROBETA CILINDRICA.

LONGITUD: 99.20MM.

DIAMETRO: 50.14MM.

PRESION DE COLA: 180.KN/M2.

PRESION DE CELULA: 210.KN/M2.

NO.	CICLO	DEF. MAX.	DEF. MIN.	D. COM.	D. EXT.
-----	-------	-----------	-----------	---------	---------

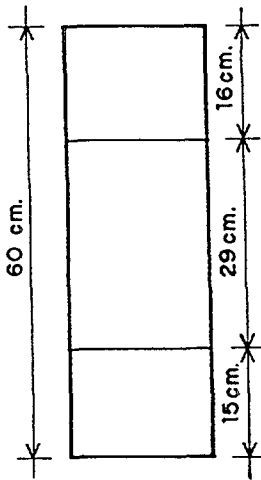
1	0.10	-0.01	0.08	0.04
2	0.15	0.04	0.13	0.09
3	0.21	0.10	0.17	0.12
4	0.24	0.13	0.21	0.16
5	0.27	0.15	0.22	0.20
6	0.30	0.17	0.25	0.22
7	0.32	0.20	0.28	0.24
8	0.37	0.24	0.33	0.30
9	0.41	0.29	0.38	0.36
10	0.47	0.36	0.44	0.41
11	0.55	0.41	0.51	0.45
12	0.61	0.47	0.58	0.52
13	0.69	0.53	0.65	0.58
14	0.77	0.60	0.73	0.67
15	0.89	0.69	0.86	0.79
16	1.05	0.82	1.02	0.95
17	1.25	0.98	1.22	1.15
18	1.53	1.18	1.50	1.42
19	1.89	1.47	1.83	1.77
20	2.32	1.82	2.29	2.19
21	2.89	2.26	2.85	2.75
22	3.62	2.82	3.59	3.46
23	4.57	3.55	4.52	4.41
24	5.82	4.52	5.78	5.68
25	7.35	5.79	7.31	5.72

RELACION DE TENSIONES : 0.205

APÉNDICE III

**Levantamiento detallado de las muestras
de los sondeos realizadas con toma de
muestra continua**

SONDEO: SC-1



M(LG): 4368

M-1

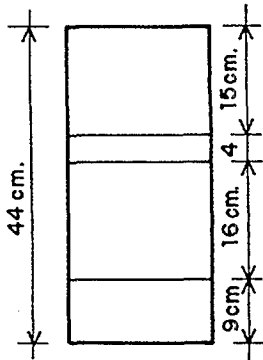
Prof.: 1,00-1,65

- Arcilla limosa marrón grisácea con raíces.
- Resto de la muestra destrozada con muchas raíces y vetas finas arenosas; en los últimos 15 cm arcilla limosa marrón rojiza.

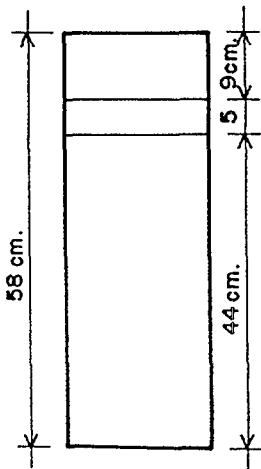
M(LG) = 4369

M-2

Prof.: 1,65-2,30



- Arcilla marrón rojiza con restos de raíces y alguna grava en la parte superior con vetas de hasta 3 mm de arena fina.
- Arcilla marrón grisácea semejante a los primeros 15 cm.
- Igual que los primeros 15 cm.
- Arcilla limosa marrón con una veta grisácea en la parte superior.



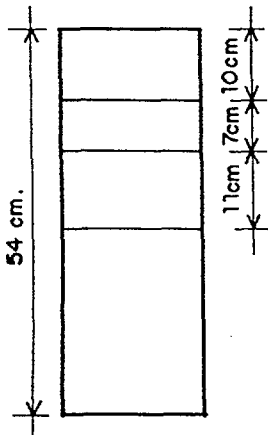
M(LG) 4370

M-3

Prof.: 2,30-2,95

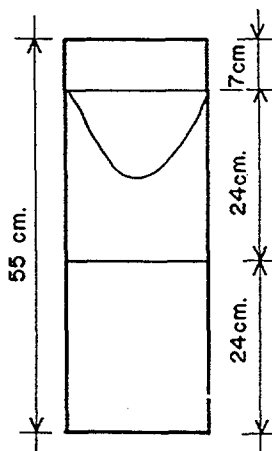
- Arcilla marrón grisácea con gravas, arena y gravillas.
- Arena muy fina gris.
- Arcilla gris limosa. En la parte superior e inferior con tonos rojizos. En la parte inferior (16 cm) con finas vetas de arena de hasta 5 a 8 mm.

M (LG) 4372 M-5 Prof. 3,60 - 4,25



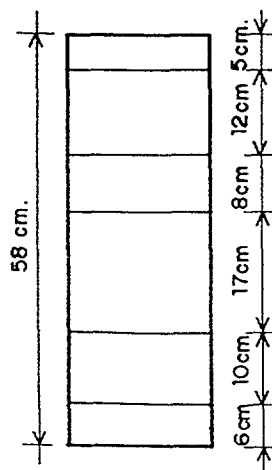
- Arcilla marrón con raíces, con gravilla y gravas y vetas arenosas
- Arena fina gris con gravas en la parte inferior
- Arcilla marrón con alguna veta arenosa y vetas rojizas y amarillentas
- Arcilla más oscura con alguna veta arenosa y vetas de color más claro

M (LG) 4373 M-6 Prof. 4,25 - 4,90



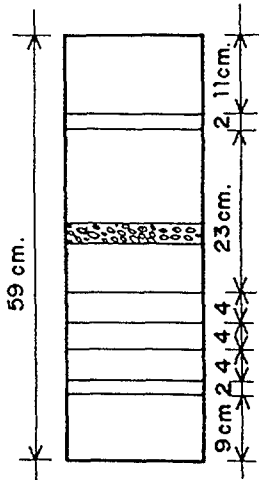
- Arcilla marrón con arena y gravilla
- Arcilla marrón con núcleos de arena en la parte superior
- Arcilla marrón grisácea con vetas de unos 4 mm de arena. En la parte inferior arcilla marrón más densa de unos 4 cm

M (LG) 4374 M-7 Prof. 4,90 - 5,55



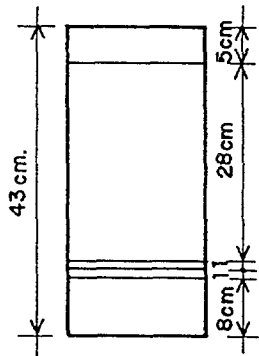
- Arcilla marrón grisácea con gravilla
- Arcilla marrón
- Arcilla marrón con gravilla
- Arcilla marrón grisácea
- Arcilla mezclada con arena
- Arcilla marrón con tonos ligeramente rojizos

M (LG) 4375 M-8 Prof. 5,55 - 6,20



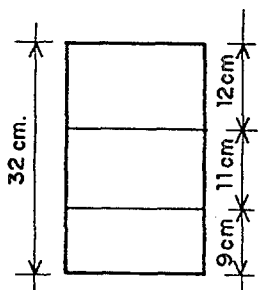
- Arcilla marrón
- Arena mezclada con arcilla
- Arcilla marrón grisácea
- Gravillas
- Arena fina micácea gris
- Limo arcilloso marrón claro
- Arcilla marrón con una capa de 2 mm de arena
- Limo arcilloso marrón claro
- Arcilla de tonos ocres en la parte superior variando a tonos rojizos

M (LG) 4376 M-9 Prof. 6,20 - 6,85



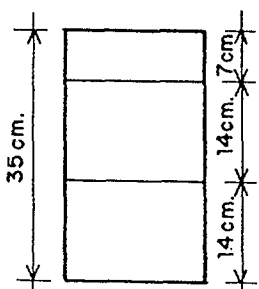
- Arcilla arena con grandes gravas
- Muestra deshecha (Mezcla de arcilla y arenas)
- Arcilla rojiza
- Arena fina micácea gris
- Arcilla marrón rojizo

M (LG) 4377 M-10 Prof. 6,85 - 7,50



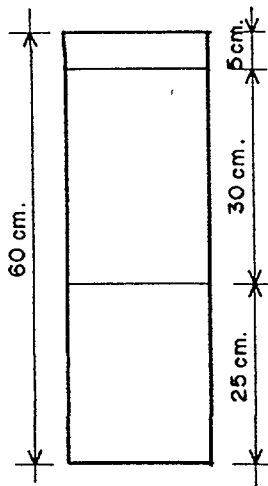
- Arcilla marrón grisácea
- Muestra destrozada (Mezcla con arena y alguna gravilla)
- Arcilla marrón rojiza

M (LG) 4378 M-11 Prof. 7,50 - 8,15



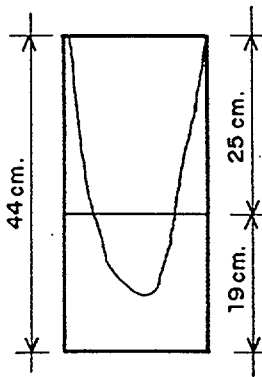
- Muestra destrozada (Mezcla de arena con arcilla y alguna gravilla)
- Mezcla de arcilla y arena. En la parte inferior más arcillosa como unos 5 cm
- Muestra destrozada (Mezcla de arcilla y arena)

M (LG) 4379 M-12 Prof. 8,15 - 8,80



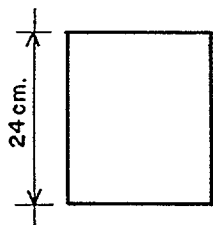
- Arcilla gris amarillenta con tonos violeta
- Arcilla gris amarillenta con vetas amarillas
- Arcilla amarilla

M (LG) 4380 M-13 Prof. 8.80 - 9,45



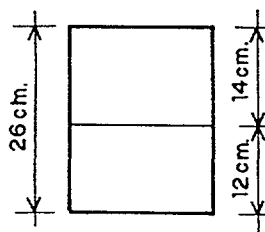
- Arcilla amarilla con un núcleo de arcilla marrón y arena
- Arcilla marrón con alguna veta amarillenta y con núcleo arenoso

M (LG) 4381 M-14 Prof. 9,45 - 10,10



- Arcilla limosa grisácea con tonos amarillentos. En la parte superior una capa fina de arena de unos 4 mm

M (LG) 4382 M-15 Prof. 10,10 - 10,75

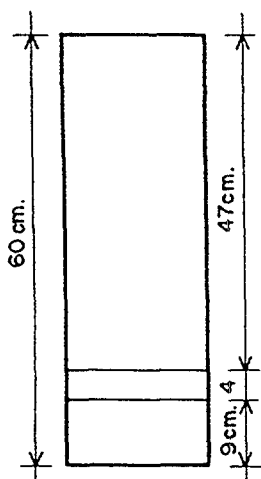


- Arcilla limosa grisácea con tonos amarillentos
- Arcilla mezclada con arena fina de color gris

M (LG) 4383

M-16

Prof. 10,75 - 11,40



- Arcilla limosa gris amarillenta. En la parte superior como 1 cm mezcla de arena y gravilla

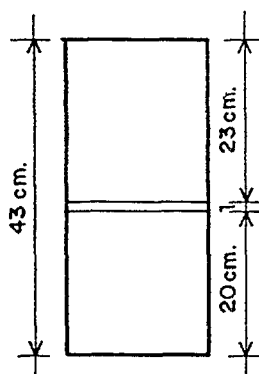
- Arcilla amarillenta con alguna veta muy fina de 1 mm de arena muy fina

- Arcilla limosa gris clara con alguna veta muy fina de 1 mm de arena

M (LG) 4385

M-18

Prof. 12,65 - 13,65



- Arcilla blanquecina con vetas finas de arena fina

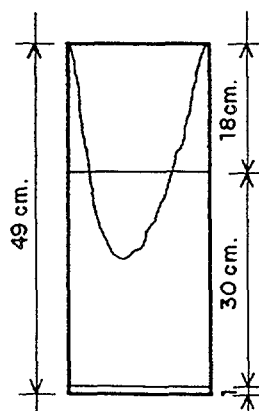
- Material oxidado

- Arcilla gris claro. En la parte inferior muestra destrozada. Vetas de material oxidado

M (LG) 4386

M-19

Prof. 13,25 - 13,85



- Arcilla amarillenta con un núcleo central arenoso

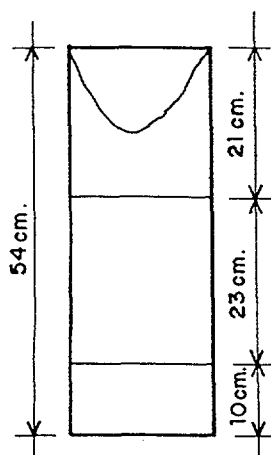
- Arcilla marrón con un núcleo arenoso en la parte superior

- Arcilla arenosa gris

M (LG) 4387

M-20

Prof. 13,85 - 14,55

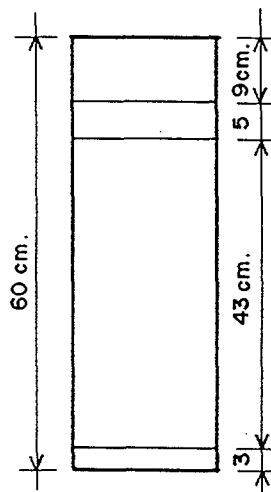


- Arcilla de color salmón con núcleo arenoso
- Arcilla limosa abigarrada con tonos amarillos, grises y salmón
- Semejante al anterior pero predominando el color gris

M (LG) 4388

M-21

Prof. 14,75 - 15,35

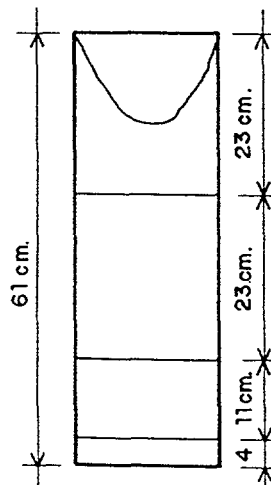


- Arcilla limosa de color rosáceo
- Arcilla gris
- Arcilla rojiza (color ladrillo) con vetas muy finas (1 mm) arenosas
- Arenas arcillosas con arena. Muestra deshecha

M (LG) 4389

M-22

Prof. 15,35 - 15,95

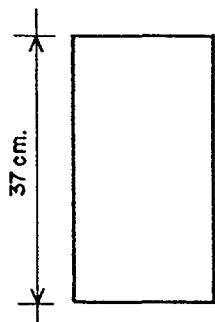


- Arcilla gris con manchas blanquecinas con núcleo de arena. Muestra alterada
- Arcilla rojiza
- Arcilla limosa marrón claro con tonos grisáceos en la parte inferior
- Arcilla limosa gris-oscuro

M (LG) 4390

M-23

Prof. 15,95 - 16,35



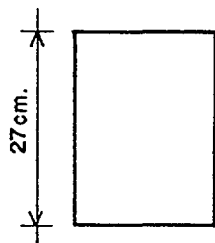
- Arcilla abigarrada marrón con manchas grises y ocre y con alguna gravilla en la parte superior

No ofrece resistencia al penetrómetro

M (LG) 4391

M-24

Prof. 16,35 - 16,75



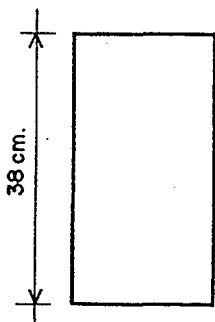
- Arcilla marrón con manchas grises y ocre con alguna grava

No ofrece resistencia al penetrómetro

M (LG) 4392

M-25

Prof. 17,05 - 17,45

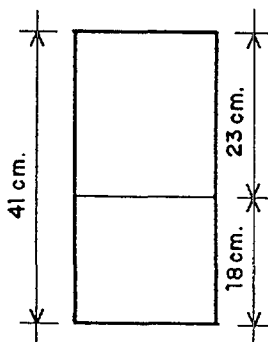


- Arena fina marrón. Muestra deshecha

M (LG) 4393

M-26

Prof. 17,45 - 17,85

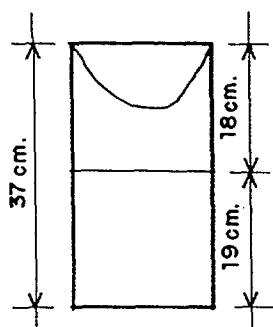


- Arcilla rojiza plástica con 1 cm de arcilla marrón rojiza

Penetrómetro 0,5 Kg/cm²

- Arena fina marrón

M (LG) 4395 M-28 Prof. 18,25 - 18,65

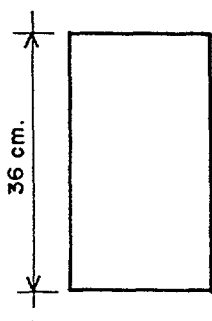


- Arcilla gris con un núcleo de arena rojiza

Penetrómetro 2,5 Kg/cm²

- Arcilla gris

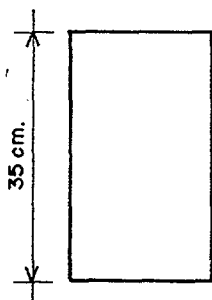
M (LG) 4396 M-29 Prof. 18,65 - 19,05



- Arcilla gris con ligeras manchas amarillentas

Penetrómetro 2,6 Kg/cm²

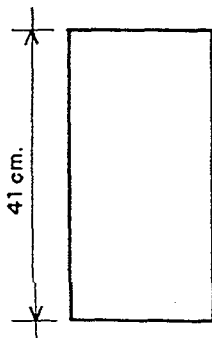
M (LG) 4397 M-30 Prof. 19,05 - 19,45



- Arcilla gris con ligeras manchas amarillentas

Penetrómetro 2,7 Kg/cm²

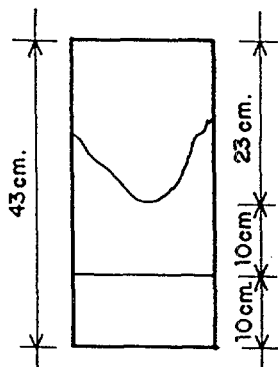
M (LG) 4398 M-31 Prof. 19,45 - 19,95



- Arcilla gris con manchas amarillentas

Penetrómetro 3,5 Kg/cm²

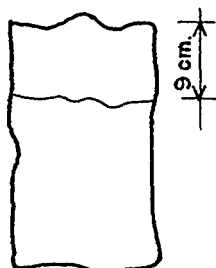
M (LG) 4720 SC-2 Prof. 2,50 - 3,00



- Los primeros 23 cm: arena gris con arcilla
- Arcilla marrón
- Arena gris clara con vetas micáceas

M (LG) 4721 SC-2 Prof. 3,00 - 3,50

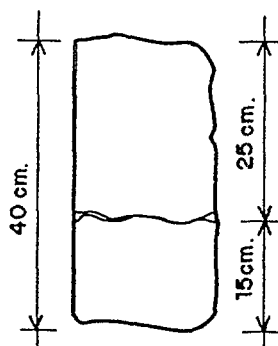
(Muestra deshecha)



- Arcilla marrón oscuro con alguna gravilla
- Resto de arena marrón oscuro con alguna veta arcillosa

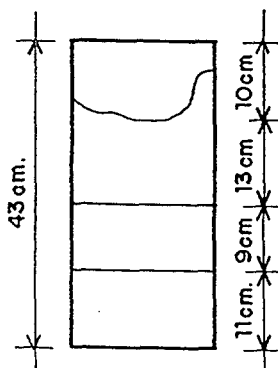
M (LG) 4722 SC-2 Prof. 3,50 - 4,00

(Muestra deshecha)



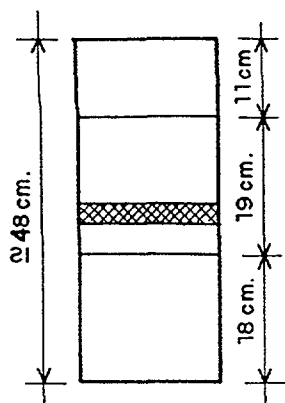
- Arcilla marrón con arena y alguna veta muy fina micácea
($P = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)
- Resto de arena marrón claro

M (LG) 4723 SC-2 Prof. 4,00 - 4,50



- Arena y arcilla mezcladas con gravilla y raíces
- Arcilla marrón ($P = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)
- Arena gris con alguna veta arcillosa
- Arcilla marrón claro con alguna fina veta arenosa
($P = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)

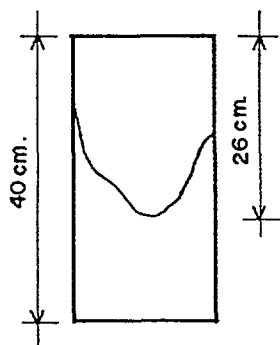
M (LG) 4724 SC-2 Prof. 4,50 - 5,00



- Arcilla marrón oscuro con arena y gravilla
- Alternancia de arena y arcilla marrón con una veta (3 cm) de arena gris claro
- Resto de arcilla marrón ($P = 1 \text{ Kg/cm}^2$)

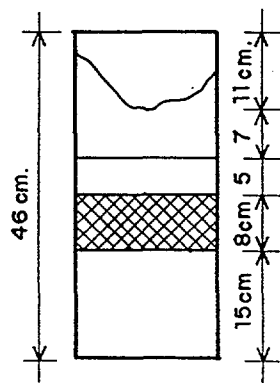
M (LG) 4725 SC-2 Prof. 5,00 - 5,50

(Muestra deshecha)



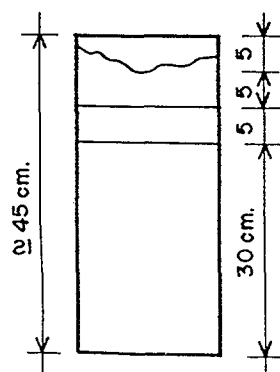
- Arena con arcilla y gravilla marrón oscuro
- Resto de arena fina gris

M (LG) 4726 SC-2 Prof. 5,50 - 6,00



- Arcilla marrón con arena y gravilla
- Arena gris con vetas ocres
- Resto arcilla marrón claro ($P = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$) con una veta (8 cm) de arena gris

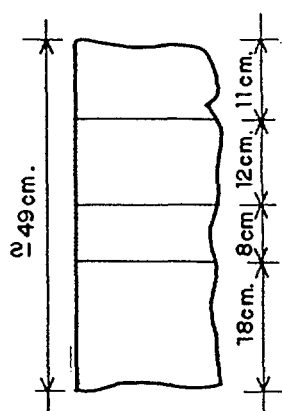
M (LG) 4727 SC-2 Prof. 6,00 - 6,60



- Arcilla marrón con arena y gravilla
- Limo arenoso
- Arcilla marrón claro ($P = 0,25 \text{ Kg/cm}^2$)
- Arena gris con alguna veta arcillosa

M (LG) 4728 SC-2 Prof. 6,60 - 7,20

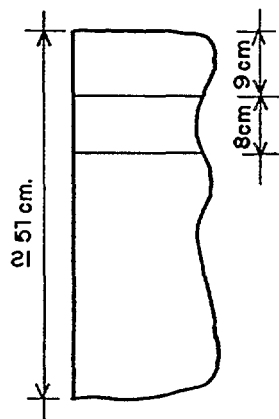
(Muestra deshecha)



- Arcilla con arena y gravilla
- Alternancia de arena y arcilla con alguna veta ocre de arena
- Arcilla marrón clara
- Resto de arena gris con vetas arcillosas

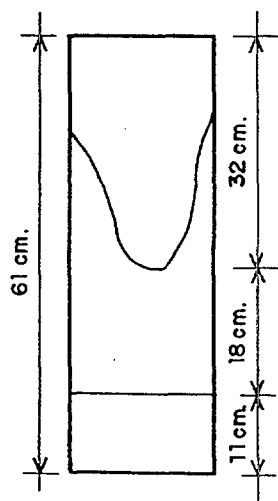
M (LG) 4729 SC-2 Prof. 7,20 - 7,80

(Muestra deshecha)



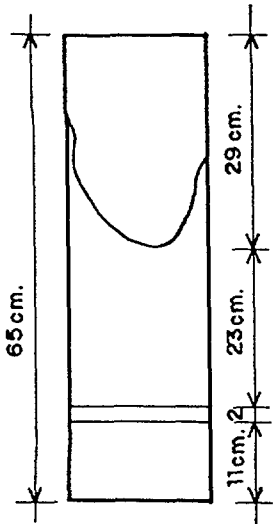
- Arcilla mezclada con arena
- Arena gris
- Resto: alternancia de arena y arcilla ocre (amarillenta)

M (LG) 4730 SC-2 Prof. 7,80 - 8,50



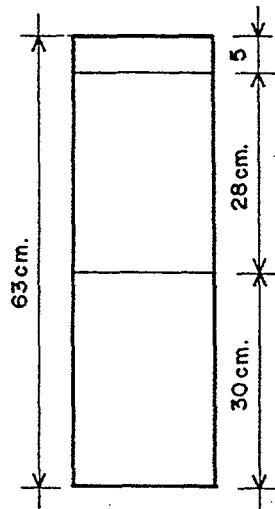
- Arena con arcilla
- Alternancia de vetas de arena y arcilla
- Resto de arena con vetas de arcilla

M (LG) 4731 SC-2 Prof. 8,50 - 9,20



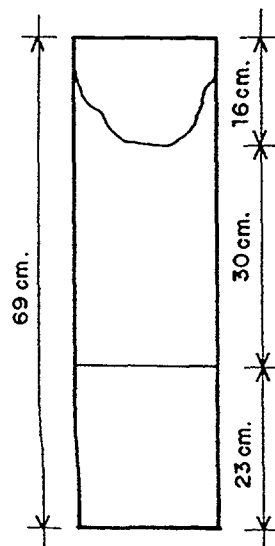
- Arena mezclada con arcilla y gravilla
- Arcilla marrón grisácea clara con finas vetas de arena
- Veta de limo arenoso gris
- Arcilla amarillenta ($P = 0,6 \text{ Kg/cm}^2$)

M (LG) 4732 SC-2 Prof. 9,20 - 9,90



- Arena mezclada con arcilla y gravilla
- Arena marrón claro con vetas de arena gruesa en la parte superior
- Arcilla abigarrada marrón grisácea, amarillenta, ocre; con vetas de arena ($P = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$)

M (LG) 4733 SC-2 Prof. 9,90 - 10,10

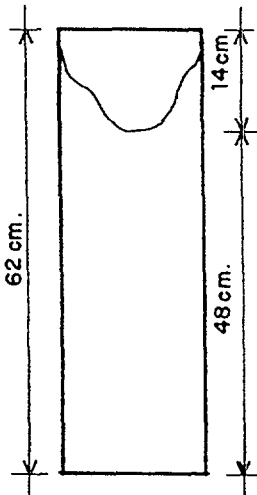


- Arena mezclada con arcilla y gravilla marrón oscuro con manchas muy negras
- Arcilla marrón claro con vetas muy finas de arena ($P = 0,75 \text{ Kg/cm}^2$)
- Arcilla marrón con tonos grisáceos

M (LG) 4734

SC-2

Prof. 10,60 - 11,30

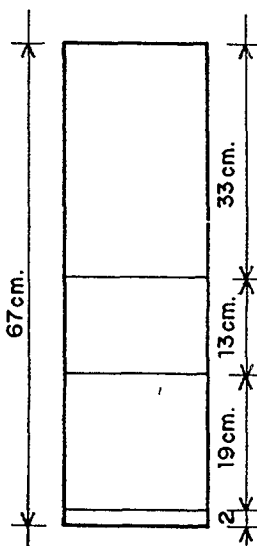


- Arcilla mezclada con arena
- Resto de arcilla gris claro con vetas muy finas de arena
- En la parte inferior una veta de arena de 3 cm

M (LG) 4735

SC-2

Prof. 11,30 - 12,00

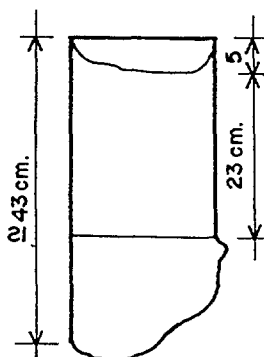


- Arcilla marrón grisácea con vetas de arena micácea
- *- Arcilla ($P = 1,25 \text{ Kg/cm}^2$) marrón grisácea con alguna veta de arena
- Arcilla marrón claro con vetas muy finas de arena
- Los últimos 2 cm de arcilla igual que *

M (LG) 4736

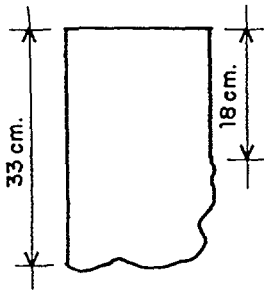
SC-2

Prof. 12,00 - 12,50



- Arena mezclada con arcilla
- Arcilla gris con tonos marrones
($P = 0,5 - 1 \text{ Kg/cm}^2$)
sup. inf.
- Resto de la muestra deshecha de arena color ocre

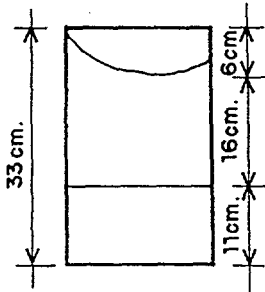
M (LG) 4737 SC-2 Prof. 12,50 - 13,20



(Deshecha en parte)

- Arena color ocre

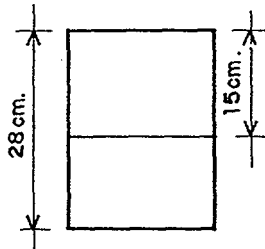
M (LG) 4738 SC-2 Prof. 13,20 - 13,70



- Arcilla mezclada con arena

- Resto de arena marrón claro con color ocre en la parte superior

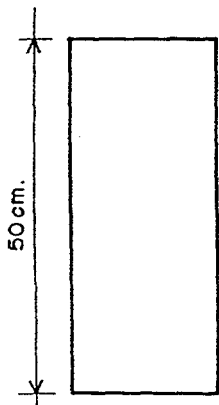
M (LG) 4739 SC-2 Prof. 13,90 - 14,40



- Arcilla marrón rojiza con vetas arenosas
($P = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$)

- Arena gris con vetas de limo arcilloso gris claro

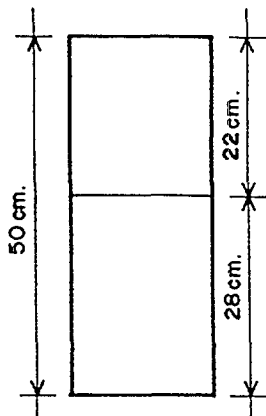
M (LG) 4740 SC-2 Prof. 14,40 - 14,90



- Mezcla de arena gris claro con arcilla marrón rojizo
($P = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$)

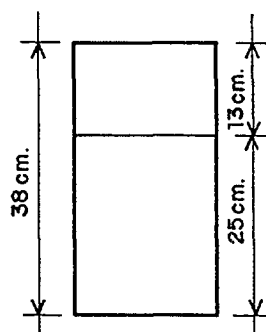
(No se observa estratificación)

M (LG) 4741 SC-2 Prof. 15,00 - 15,50



- Arcilla rojiza con núcleos arenosos
- Alternancia de arcilla rojiza con arcilla verdosa
($P = 1,0 \text{ Kg/cm}^2$)

M (LG) 4742 SC-2 Prof. 18,40 - 18,90

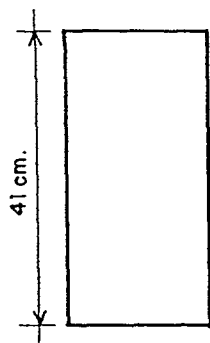


- Arcilla rojiza compacta ($P = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$)
- Arcilla gris ($P = 3 \text{ Kg/cm}^2$) con alguna concha

M (LG) 4663

SC-3

Prof. 22,85 - 23,10

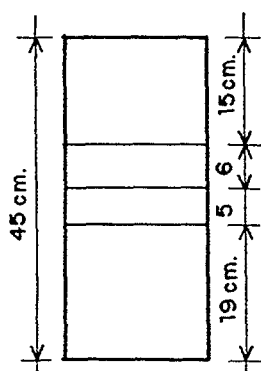


- Arcilla gris verdosa compacta muy fisurada

M (LG) 4717

SC-2

Prof. 1,00 - 1,50

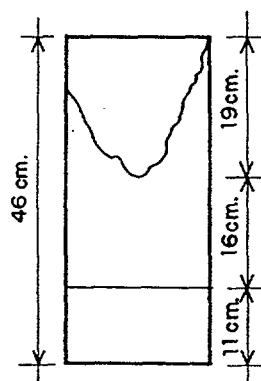


- Arcilla marrón con pequeñas raíces y con vetas de arena
- Arena
- Arcilla con vetas de arena
- Arenas con alguna fina (5 mm) veta de arcilla

M (LG) 4718

SC-2

Prof. 1,50 - 2,00

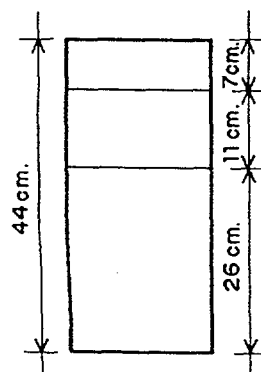


- Arcilla mezclada con arena
- Arcilla marrón ($P = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)
- Arena gris oscuro con vetas (1 cm) de arcilla limosa

M (LG) 4719

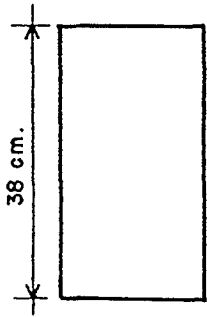
SC-2

Prof. 2,00 - 2,50



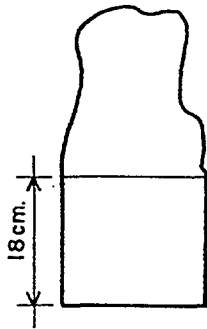
- Arena gris oscuro
- Arcilla marrón grisáceo ($P = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)
- Arena gris oscuro con vetas de arcilla

M (LG) 4636 SC-3 Prof. 2,60 - 3,20



- Arcilla marrón grisácea con alguna veta rojiza y con alguna fina veta de arena ($P = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)

M (LG) 4637 SC-3 Prof. 3,20 - 3,80

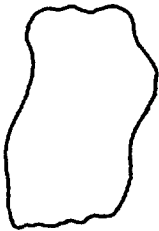


- Parte superior: (Masa informe). Arcilla marrón rojiza

- Parte inferior: Arcilla gris ($P = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)

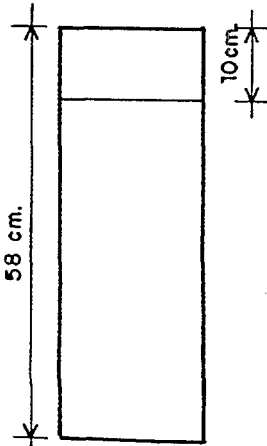
M (LG) 4638 SC-3 Prof. 3,80 - 4,40

(Masa informe)



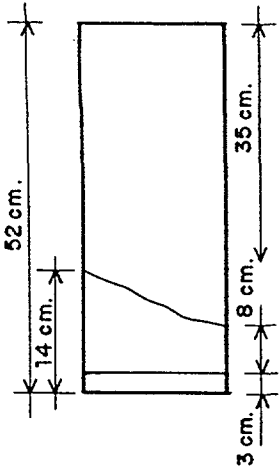
- Arcilla marrón grisácea

M (LG) 4639 SC-3 Prof. 4,70 - 5,30

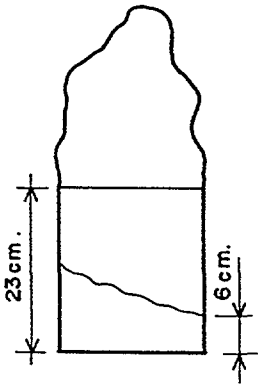


- Los superiores 10 cm: Arcilla gris con arena (vetas de unos 5 mm) y con zonas ocre

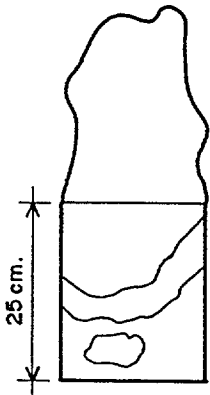
- Parte inferior: Arcilla marrón grisácea surcada con algunas vetas finísimas de arena ($P = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$)



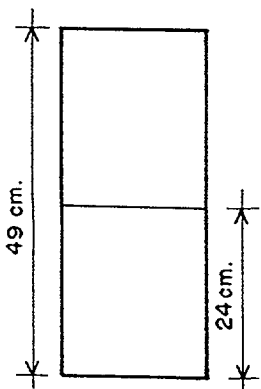
- Parte superior: Arena marrón grisácea con alguna grava y con una veta de arena en la parte central ($P = 0,25 \text{ Kg/cm}^2$)
- Parte central: Arena fina gris ($P = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)
- Parte inferior (3 cm): Arcilla igual que en la parte superior



- Parte superior: Masa informe de arcilla marrón grisácea
- Parte media: Arcilla marrón grisácea ($P = 1 \text{ Kg/cm}^2$)
- Parte inferior: Arena mezclada con arcilla ($P = 0,5$)



- Parte superior: Masa informe de arcilla marrón muy blanda
- Arena con arcilla
- Arcilla
- Arena
- Arcilla marrón

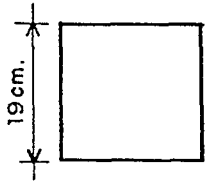


- Parte superior: Arcilla mezclada con arena muy blanda
- Parte inferior: Arcilla marrón con vetas más claras ($P = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)

M (LG) 4648

SC-3

Prof. 10,10 - 10,70

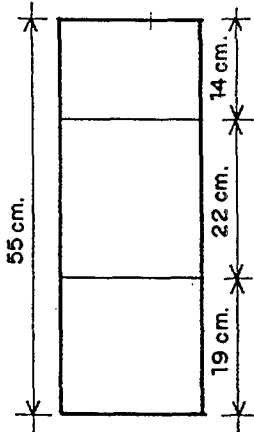


- Arcilla de distinto color por las paredes (gris claro) que por el centro (marrón grisáceo) ($P = 0$)

M (LG) 4653

SC-3

Prof. 13,40 - 14,00

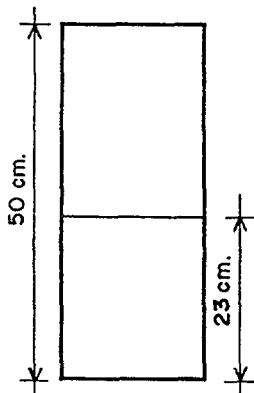


- Los primeros 14 cm arcilla marrón mezclada con arena
- Franja de arcilla marrón con algunas vetas arenosas ($P = 0,3 \text{ Kg/cm}^2$)
- Arcilla marrón grisácea con vetas finísimas de arenas ($P = 1,3 \text{ Kg/cm}^2$)

M (LG) 4654

SC-3

Prof. 14,00 - 14,60

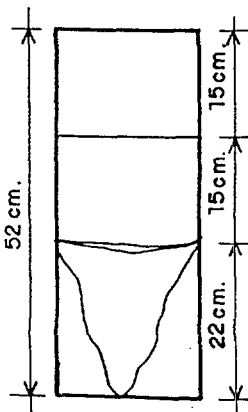


- Parte superior: Arcilla arenosa muy blanda
- Parte inferior: Arcilla marrón con un canal central de arcilla arenosa ($P = 0$)

M (LG) 4655

SC-3

Prof. 14,60 - 15,20

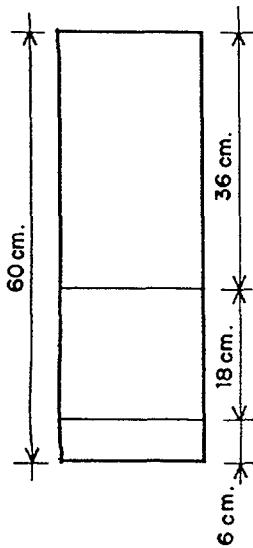


- Arcilla marrón con tonos rojizos arenosos
- Arcilla marrón con algún núcleo arenoso
- Arcilla amarillenta
- Arcilla ocre

M (LG) 4656

SC-3

Prof. 15,20 - 15,80



- Arcilla marrón rojiza con alguna veta finísima de arena
($P = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$)

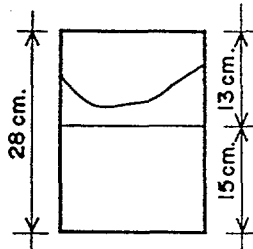
- Arcilla amarillenta ($P = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$)

- Arcilla marrón rojiza

M (LG) 4657

SC-3

Prof. 15,80 - 16,30



- Arcilla marrón con zonas amarillentas y rojizos
($P = 0,75 \text{ Kg/cm}^2$)

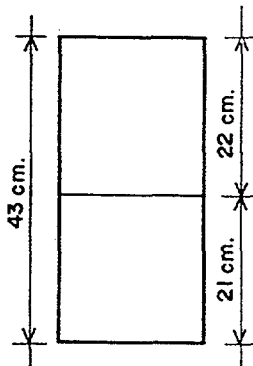
- Arcilla marrón muy compacta ($P = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$)

M (LG) 4659

SC-3

Prof. 17,50 - 18,00

(Muestra deshecha)



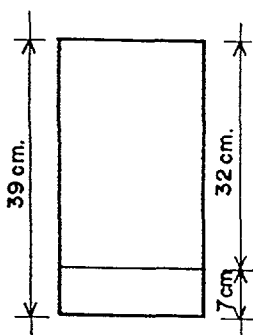
- Parte superior: Arcilla con gravas y gravillas

- Parte inferior: Arcilla marrón compacta ($P = 1,7 \text{ Kg/cm}^2$)

M (LG) 4660

SC-3

Prof. 18,50 - 18,90



- Arcilla marrón clara algo arenosa ($P = 1 \text{ Kg/cm}^2$)

- Gravas y gravillas con arcilla

APÉNDICE IV

Resultados de los ensayos de identificación por sondeo

SONDEO: SC-1

	MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC	IDENTIFICACION
	TS 4368	1,00- 1,65							
	TS 4369	1,65- 2,30							
	TS 4370	2,30- 2,95			66,8	34,6	32,2		Arcilla
	TS 4371	2,95- 3,60							
	TS 4372	3,60- 4,25							
	TS 4373	4,25- 4,90			59,0	33,7	25,3		Arcilla
	TS 4374	4,90- 5,55							
	TS 4375	5,55- 6,20							
	TS 4376	6,20- 6,85			51,1	31,3	19,8		Limo arcilloso
	TS 4377	6,85- 7,50							
	TS 4378	7,50- 8,15							
	TS 4379	8,15- 8,80			59,1	32,6	26,5		Arcilla
	TS 4380	8,80- 9,45							
	TS 4381	9,45-10,10							
	TS 4382	10,10-10,75			58,7	33,9	24,8		Arcilla
	TS 4383	10,75-11,40							
	TS 4384	12,05-12,65	0,91	75,05	74,8	41,5	33,3	-0,075	Arcilla
	TS 4385	12,65-13,25			68,9	37,6	31,3		Arcilla
	TS 4386	13,25-13,85			65,4	35,6	29,8		Arcilla
	TS 4387	13,85-14,55			65,5	38,6	26,9		Arcilla
	TS 4388	14,75-15,35			64,7	32,9	31,9		Arcilla
	TS 4389	15,35-15,95							
	TS 4390	15,95-16,35							
	TS 4391	16,35-16,75							
	TS 4392	17,05-17,45							
	TS 4393	17,45-17,85			73,4	37,6	35,8		Arcilla
	FP 4394	17,85-18,25							
	TS 4395	18,25-18,65							
	TS 4396	18,65-19,05							
	TS 4397	19,05-19,45							
	TS 4398	19,55-19,95							
	TS 4399	20,15-20,55							
	TS 4400	20,75-21,15							
	TS 4401	21,35-21,75							
	TS 4402	21,95-22,35							
	TS 4403	22,55-22,95							
	TS 4404	23,15-23,55							
	TS 4405	24,35-24,55							
	TS 4406	24,70-25,20							

SONDEO: SC-1 bis

	MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC	IDENTIFICACION
	TS 4924	1,00- 1,32							
	TS 4925	1,52- 1,77	1,025	58,5	61,1	40,2	20,9	0,124	Arcilla
	TS 4926	2,10- 2,34	1,155	34,15	54,1	30,6	23,5	0,849	Arcilla
	TS 4927	2,54- 2,79							
	TS 4928	2,89- 3,09		51,5	57,2	37,0	20,2	0,28	Arcilla
	TS 4929	3,40- 3,73		57,1					
	TS 4930	3,73- 4,03	1,10	58,95	56,5	32,1	24,4	-0,1	Arcilla
	TS 4931	4,03- 4,34							
	TS 4932	4,34- 4,64			51,1	30,4	20,7		Arcilla
	TS 4933	4,64- 4,86							
	TS 4934	4,86- 5,16	1,00	56,05	56,3	32,0	24,3	0,01	Arcilla
	TS 4935	5,16- 5,46							
	TS 4936	5,46- 5,69			49,3	33,4	15,9		Limo arcilloso
	TS 4937	5,69- 5,99							
	TS 4938	5,99- 6,30	0,905	70,4	57,3	37,8	19,5	-0,672	Limo arcilloso
	TS 4939	6,30- 6,63							
	TS 4940	6,63- 6,95	1,155	51,6	46,5	30,3	16,2	-0,315	Limo arcilloso
	TS 4941	6,95- 7,27							
	TS 4942	7,27- 7,60	0,96	51,45	46,6	30,4	16,2	-0,299	Limo arcilloso
	TS 4943	7,60- 7,93							
	TS 4944	7,93- 8,25	1,125	50,7	57,5	32,5	25,0		Arcilla
	TS 4945	8,25- 8,59							
	TS 4946	8,59- 8,92	0,99	62,55	59,2	34,0	25,2	-0,133	Arcilla
	TS 4947	9,00- 9,32							
	TS 4948	9,32- 9,62	1,015	63,9	63,0	34,9	28,1		Arcilla
	TS 4949	9,7-10,0							

SONDEO SC-2

	MUESTRA	PROF. m	δ	W	WL	WP	IP	IC	IDENTIFICACION
	TS 4717	1,00- 1,50							
	TS 4718	1,50- 2,00							
	TS 4719	2,00- 2,50							
	TS 4720	2,50- 3,00							
	TS 4721	3,00- 3,50							
	TS 4722	3,50- 4,00							
	TS 4723	4,00- 4,50							
	TS 4724	4,50- 5,00							
	TS 4725	5,00- 5,50							
	TS 4726	5,50- 6,00							
	TS 4727	6,00- 6,60							
	TS 4728	6,60- 7,20							
	TS 4729	7,20- 7,80							
	TS 4730	7,80- 8,50							
	TS 4731	8,50- 9,20							
	TS 4732	9,20- 9,90							
	TS 4733	9,90-10,10							
	TS 4734	10,60-11,30							
	TS 4735	11,30-12,00							
	TS 4736	12,00-12,50							
	TS 4737	12,50-13,20							
	TS 4738	13,20-13,70							
	TS 4739	13,90-14,40							
	TZ 4740	14,40-14,90							
	TZ 4741	15,00-15,50							
	TZ 4665	15,80-16,30	1,085	60,4					
	TZ 4666	16,30-16,80	1,045	61,3	44,1	26,6	17,5	-0,980	Limo arcilloso
	TZ 4667	17,50-17,80	1,005	49,4	51,9	42,3	9,6	0,266	Limo arenoso
	TZ 4668	17,80-18,10							
	TZ 4669	18,10-18,40							
	TS 4742	18,40-18,90							
	TZ 4743	19,10-19,50							
	TZ 4744	19,70-20,10							
	TZ 4745	20,30-20,70							
	TZ 4746	20,90-21,12							
	TZ 4747	21,50-21,90							
	TZ 4748	22,10-22,50							
	TZ 4749	22,70-23,00							
	TZ 4750	23,30-23,70							
	TZ 4751	23,90-24,30							
	TZ 4752	24,50-24,85							
	TZ 4753	25,90-26,10							

SONDEO: SC-3

	MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC	IDENTIFICACION
	TS 4632	0,60- 1,10							
	TS 4633	1,10- 1,60							
	TS 4634	1,60- 2,10							
	TS 4635	2,10- 2,60							
	TS 4636	2,60- 3,20							
	TS 4637	3,20- 3,80							
	TS 4638	3,80- 4,40							
	TS 4639	4,70- 5,30							
	FP4640	5,30- 5,90		56,2	58,3	34,4	23,9	0,088	Arcilla
	FP 4641	5,90- 6,50							
	FP 4642	6,50- 7,10							
	FP 4643	7,10- 7,70							
	FP 4644	7,70- 8,30							
	FP 4645	8,30- 8,90							
	FP4646	8,90- 9,50							
	TS 4647	9,50-10,10	1,08	57,8	61,1	34,1	27,0	0,122	Arcilla
	FP 4648	10,10-10,70							
	TS 4649	11,00-11,60	0,975	62,45	67,8	38,8	29,0	0,184	Arcilla
	TS 4650	11,60-12,20							
	B 4651	12,20-12,80			50,5	32,4	18,2		
	TS 4652	12,80-13,40	0,92	66,75	44,2	32,4	11,8	1,911	Limo arcilloso
	TS 4653	13,40-14,00							
	TS 4654	14,00-14,60							
	TS 4655	14,60-15,20							
	TS 4656	15,20-15,80							
	TS 4657	15,80-16,30							
	B 4658	16,30-17,50							
	TZ 4659	17,50-18,00							
	TZ 4660	18,50-18,90							
	B 4661	19,00-20,25							
	B 4662	20,25-22,50							
	TZ 4663	22,50-22,85							
	B 4664	22,85-23,10							

SONDEO: SP-1

[illegible]

SONDEO: SP-2

[illegible]

SONDEO: SP-3

[illegible]

SONDEO: SP-4

MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC	IDENTIFICACION
FP 4197	0,00- 1,30							
FP 4198	1,30- 2,00							
FP 4199	2,00- 4,00							
FP 4200	4,00- 6,00		18,4					
FP 4201	6,00- 6,75		20,0					
FP 4202	6,75- 8,00							
FP 4203	8,00-10,00							
FP 4204	10,00-12,00		53,1					
FP 4205	12,00-14,00							
FP 4206	14,00-16,00							
FP 4207	16,00-18,00		51,6					
FP 4208	18,00-19,30							
FP 4209	19,30-20,00							
FP 4210	20,00-21,00							
FP 4211	21,00-22,00							
FP 4212	22,00-23,30							
FP 4213	23,30-23,80							

SONDEO: SP-5

MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC ₂	IDENTIFICACION
FP 4214	0,00- 2,00			No* 62,2**	No* 30,5**	31,7		
FP 4215	2,00- 4,00							
FP 4216	4,00- 5,00							
FP 4217	5,00- 6,00		16,7					
FP 4218	6,00- 8,00			No* 49,9**	No* 30,8**	19,1		
FP 4219	8,00-10,00			44,2* 66,1**	32,4* 36,8**	11,8 29,3		
FP 4220	10,00-11,60			No* 56,5**	No* 34,3**	22,2		Limosa
FP 4221	11,60-12,00		52,7					
FP 4222	12,00-13,70			No* 43,3**	No* 30,7**	13,1		
FP 4223	13,70-14,00			No* 45,4**	No* 34,3**	11,1		Arenosa
FP 4224	14,00-14,90			50,8* 58,1**	32,7* 38,3**	18,1 19,8		
FP 4225	14,90-16,00			No*	No*			Arenosa
FP 4226	16,00-18,00		33,7					
FP 4227	18,00-18,80		30,9					
FP 4228	18,80-20,00							
FP 4229	20,00-22,50							
	* Tamiz 40 ** Tamiz 200							

SONDEO: SP-6

MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC	IDENTIFICACION
FP 4280	0,00- 2,00							
FP 4281	2,00- 4,00							
FP 4282	4,00- 6,00		52,5					
FP 4283	6,00- 7,10							
FP 4284	7,10- 8,00							
FP 4285	8,00-10,00							
FP 4286	10,00-12,00		37,1					
FP 4287	12,00-13,00							
FP 4288	13,00-14,00							
FP 4289	14,00-15,10							
FP 4290	15,10-16,00							
FP 4291	16,00-18,00		46,0					
FP 4292	18,00-20,00							
FP 4293	20,00-21,60							
FP 4294	21,60-22,00							

SONDEO: SP-7

	MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC	IDENTIFICACION
	FP 4230	0,00- 1,10			No* 53,4**	No* 34,9**	18,5		
	FP 4231	1,10- 2,00							
	FP 4232	2,00- 4,00			No* 40,4**	No* 20,7**	19,7		
	FP 4233	4,00- 6,00		14,9					
	FP 4234	6,00- 6,80		38,6					
	FP 4235	6,80- 8,00			41,2* 60,1**	25,4* 30,9**	15,8 29,2		
	FP 4236	8,00-10,00			40,8* 59,0**	28,6* 29,4**	12,2 29,6		
	FP 4237	10,00-11,40			No* 53,6**	No* 34,3**	21,3		Arena limosa
	FP 4238	11,40-12,00		50,9					
	FP 4239	12,00-14,00			No* 48,5**	No* 36,3**	12,2		
	FP 4240	14,00-15,00			62,4* 64,2**	41,2* 43,2**	21,2 21,0		
	FP 4241	15,00-16,00			72,5* 72,3**	44,9* 47,2**	27,6 25,1		
	FP 4242	16,00-17,40		37,9					
	FP 4243	17,40-18,00		37,2					
	FP 4244	18,00-20,00							
	FP 4245	20,00-20,50							
	FP 4246	20,50-21,50							
		* Tamiz 40 ** Tamiz 200							

SONDEO: SD-1

	MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC	IDENTIFICACION
	TS 4695	1,00- 1,40							
	P 4696	2,00- 2,35							
	B 4788	2,10		31,8	75,7	42,3	33,4	1,314	Arcilla
		3,00		29,6	62,7	37,6	25,1	1,319	
	TS 4697	3,00- 3,40	0,96	37,1	79,3	30,3	49	0,861	Arcilla
	B 4789	4,00		62,2	70,7	49,8	20,9	0,407	Arcilla
	TZ 4698	4,10- 4,60							
	B 4790	5,00		90,8	77,7	53,9	23,8	-0,55	Arcilla
	TS 4699	5,00- 5,40	0,875	74,7					
	B 4791	6,00		52,3	56,2	28,4	27,8	0,14	Arcilla
	TZ 4700	6,00- 6,50							
	B 4792	7,00		29,9	59,8	28,1	31,7	0,943	Arcilla
	TS 4701	7,00- 7,40							
	P 4702	7,40- 7,60							
	FP 4793	8,70		24,5	68,0	26,2	41,8	1,041	Arcilla
	TZ 4703	8,70- 9,20							
	FP 4794	9,30		15,6	30,0	17,5	12,5	1,152	Limo arcilloso
	FP 4795	10,7				24,6			
	TZ 4704	10,80-11,20							
	B 4796	12,7		18,5		No Plást.			Arena
	FP 4797	13,6							Gravas
	TZ 4907	13,75-14,05							
	TZ 4908	14,05-14,55							
	TZ 4909	14,55-15,05							
	TZ 4910	15,05-15,55							
	TZ 4911	15,55-16,05							
	TZ 4912	16,05-16,55							
	TZ 4913	16,55-17,05							

SONDEO: SD-2

MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _p	IP	IC	IDENTIFICACION
TS 4857	1,00- 1,53							
TS 4858	2,00- 2,50							
TS 4905	3							
TS 4859	3,00- 3,46							
TS 4860	4,00- 4,46		108,05	75,5	49,2	26,3	-1,239	Arcilla
TS 4861	5,10- 5,59							
TZ 4914	6,00- 6,50							
TZ 4915	8,10- 8,50							
TZ 4906	9							
TZ 4916	10,10-10,50							
TZ 4917	14,10-14,30							
TZ 4918	14,30-14,80							
TZ 4919	14,80-15,30							
TZ 4920	15,30-15,80							
TZ 4921	15,80-16,30							
TZ 4922	16,30-16,80							
TZ 4923	16,80-17,10							

SONDEO : SD-3

	MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC	IDENTIFICACION
	TS 4705	0,60- 1,10		13,9	31,6	30,5	1,1	16,091	Limo arenoso
	FP 4798	0,70							
	FP 4799	2,60							
	TS 4706	2,60- 3,10		17,8	26,7	25,3	1,4	6,357	Limo arenoso
	FP 4800	3,20		14,1		26,6			
	FP 4801	4,6							
	TS 4707	4,60- 5,10		9,6		No			Arena
	FP 4802	5,20		4,3		No			Arena
	FP 4803	6,2							
	TS 4708	6,60- 7,10		16,6		No Plast.			Arena
	FP 4804	7,2		16,4		23,6			
	FP 4805	8,6							
	TS 4709	8,60- 9,10		24,2					
	FP 4806	9,2		37,8	42,5	27,6	14,9	0,315	Limo arcilloso
	FP 4807	10,6							
	TS 4710	10,60-11,10		57,6	48,8	31,9	16,9	-0,521	Limo arcilloso
	FP 4808	11,2		21,6		No			Arena
	FP 4809	12,6							
	TS 4711	12,60-13,10		31,0	29	27	2	-1,0	Limo arenoso
	FP 4810	13,2		38	33,7	28,9	4,8	-0,896	Limo arenoso
	FP 4811	14,8		42,7		28,4			
	FP 4812	15,0							
	TS 4712	15,00-15,50		27,8					
	FP 4813	15,6		31,6		28,7			
	FP 4814	17							
	TS 4713	17,00-17,50		54,9		23,9			
	FP 4815	17,6		42,7	51,8	26,2	25,6	0,355	Arcilla
	FP 4816	19							
	TS 4714	19,00-19,50		34		30,7			
	FP 4817	19,6		29,3	53,8	20,5	33,3	0,736	Arcilla
	FP 4818	21,0							
	TZ 4715	21,00-21,50		29,2	52,2	22,2	30	0,767	Arcilla
	FP 4819	21,7		14,4	24,1	18,9	5,2	1,865	Limo arenoso
	FP 4820	23							
	TZ 4716	23,00-23,50		14,1		21,9			
	FP 4821	23,9	18,4						
	FP 4822	24,1							Gravas

SONDEO : SD-4

	MUESTRA	PROF. m	δ	W	WL	WP	IP	IC	IDENTIFICACION
	FP 4448	1,0							
	TS 4436	1,00- 1,40		53,2	58,2	37,3	20,9	0,239	Arcilla
	FP 4449	1,50		37,2	53,6	30,3	23,3	0,704	Arcilla
	FP 4450	3,0							
	TS 4437	3,00- 3,40		54,8	64,2	34,3	29,9	0,314	Arcilla
	FP 4451	3,50		11,1					
	FP 4452	5,0							
	TS 4438	5,00- 5,40		54,8	45,1	29,9	15,2	-0,638	Limo arcilloso
	FP 4453	5,80		18,1					
	FP 4454	7							
	TS 4439	7,00-7,40		50,5	55,8	34,7	21,1	0,251	Arcilla
	FP 4455	7,50		44,3	41,8	29,1	12,7	-0,197	Limo arcilloso
	FP 4456	9							
	TS 4440	9,00- 9,40		31,0					
	FP 4457	9,50		52,2	55,8	35,0	20,8	0,173	Arcilla
	FP 4458	11,0							
	TS 4441	11,00-11,40		63,4	58,8	36,9	21,9	-0,210	Arcilla
	FP 4459	11,50		57,6	70,1	40,6	29,5	0,424	Arcilla
	FP 4460	13,0							
	TS 4442	13,00-13,40		37,8	33,9	No			Arena
	FP 4461	13,5		53,4	58,6	36,4	22,2	0,234	Arcilla
	FP 4462	15,0							
	TS 4443	15,00-15,40		27,3		No			Arena
	FP 4463	15,5		27,1	27,6	21,4	6,2	0,081	Limo arenoso
	FP 4464	17,0							
	B 4444	17,00-17,40							
	TS 4445	17,40-17,80			70,5	34,5	35,9		Arcilla
	FP 4465	17,5							
	TS 4446	19,00-19,40							
	FP 4467	19,50							
	FP 4468	21							
	TS 4447	21,00-21,40							
	FP 4469	21,5		9,8					
	FP 4470	21,6		14,4					
	FP 4471	22,30		16,4					

SONDEO: SD-5

	MUESTRA	PROF. m	δ	W	W _L	W _P	IP	IC	IDENTIFICACION
	FP 4481	1,0							
	TS 4472	1,00- 1,40		46,3	62,2	37,7	24,5	0,649	Arcilla
	FP 4482	1,5		45,7	62	33,9	28,1	0,58	Arcilla
	FP 4483	3							
	TS 4473	3,00- 3,40		57,4	69,2	35,4	33,8	0,349	Arcilla
	FP 4484	3,5		35,8	38,8	25,3	13,5	0,222	Limo arcilloso
	FP 4485	5,0							
	TS 4474	5,00- 5,40		26,9		No			Arena
	FP 4486	5,50		24,4	No				Arena
	FP 4487	7							
	TS 4475	7,00- 7,40		74,9	61,4	36,6	24,8	-0,544	Arcilla
	FP 4488	7,50		47,1	41,3	25,7	15,6	-0,372	Limo arcilloso
	FP 4489	9							
	TS 4476	9,00- 9,40		47,1	34,1	23,6	10,5	-1,238	Limo arcilloso
	FP 4490	9,50		51,9	54,1	33,4	20,7	0,106	Arcilla
	FP 4491	11							
	TS 4477	11,00-11,40		49	35,9	26,3	9,6	-1,36	Limo arenoso
	FP 4492	11,5		45,6	34,9	24,4	10,5	-1,019	
	FP 4493	13,0		73,1	59,1	30,9	22,2	-0,631	Arcilla
	TS 4478	13,00-13,40							
	FP 4494	13,50		67,9	56	37,3	18,7	-0,636	Limo arcilloso
	FP 4495	15,0		46	36,7	27,5	9,2	-1,011	Limo arcilloso
	TS 4479	15,00-15,40							
	FP 4496	15,5		53	36,6	25,7	10,9	-1,504	Limo arcilloso
	FP 4497	17,0		61,1	54	30,3	23,7	-0,299	Arcilla
	TS 4480	17,00-17,40							
	FP 4498	17,5		31,4	66,4	25,9	40,5	0,864	Arcilla
	FP 4499	19		28,4	53,5	23,7	29,8	0,842	Arcilla
	B4480b	19,00-19,40							
	FP 4500	19,50		20	26,5	16,6	9,9	0,656	Limo arenoso
	FP 4501	20,9		8					

SONDEO: SD-6

[illegible]

SONDEO: SC-4

[illegible]

SONDEO: SC-1P

MUESTRA	PROF. m	δ	W	WL	WP	IP	IC	IDENTIFICACION
TZ 4754	0,10- 0,60							
TZ 4755	0,70- 1,10							
TZ 4756	1,30- 1,70							
TZ 4757	1,90- 2,30							
TZ 4758	2,50- 2,90							
TZ 4759	3,10- 3,50							
TZ 4760	3,60- 3,75							
B 4823	4,60- 5,60							
B 4824	5,60- 6,50							
B 4825	6,50- 8,00							
TZ 4761	8,00- 8,20							
B 4826	8,20-10,00							

SONDEO: SC-2P

MUESTRA	PROF. m	δ	W	WL	WP	IP	IC	IDENTIFICACION
B 4762	0,00- 0,30							
TZ 4763	0,70- 1,10							
FP 4827	1,10- 1,20							
TZ 4764	1,30- 1,70							
TZ 4765	1,90- 2,30							
FP 4828	2,30- 2,40							
FP4828bis	2,40- 2,60							
B 4829	2,60- 4,00							
B 4830	4,00- 4,50							
B 4831	5,60- 6,20							
TZ 4766	7,10- 7,60							
TZ 4767	7,70- 8,05							
TZ 4768	8,05- 8,45							
TZ 4769	8,45- 8,85							
TZ 4770	8,85- 9,25							
TZ 4771	9,25- 9,65							
TZ 4772	9,65-10,05							

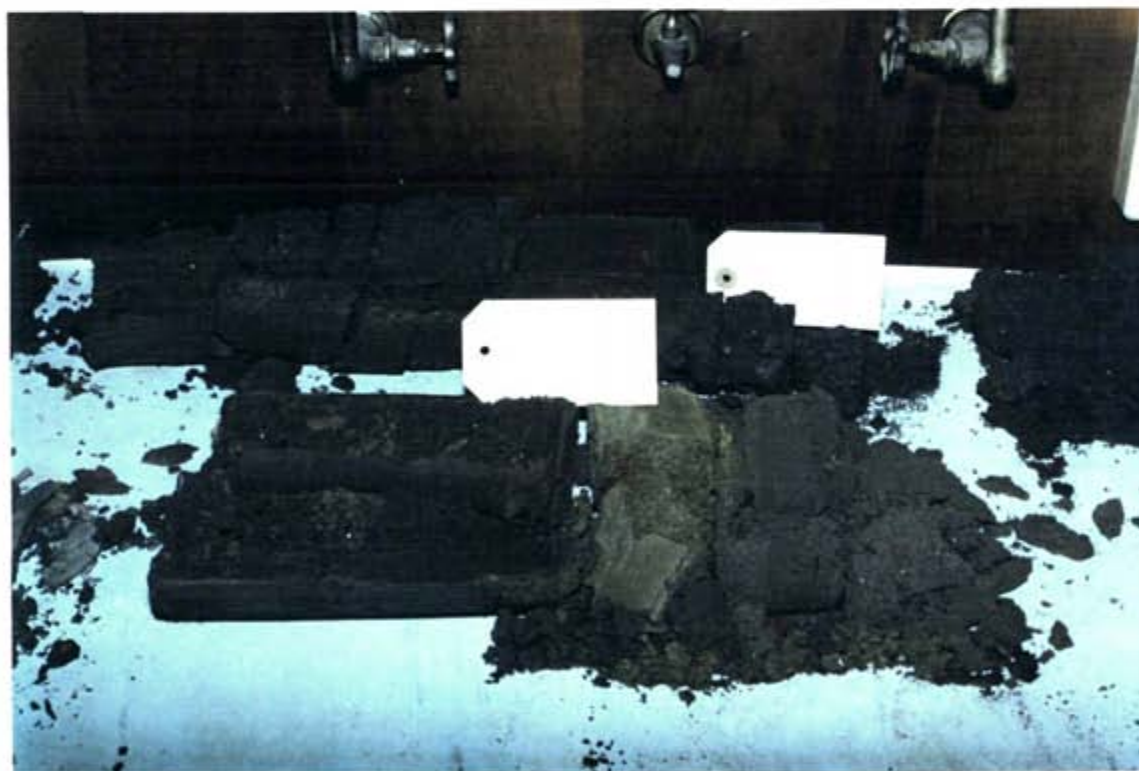
SONDEO: SC-3P

[illegible]

APÉNDICE V

Fotografías

SONDEO SC-2



Sondeo SC-2. Muestras 4717 y 4718



Sondeo SC-2. Muestras 4719 y 4720



Sondeo SC-2. Muestras 4721 y 4722



Sondeo SC-2. Muestras 4723 y 4724



Sondeo SC-2. Muestras 4725 y 4726



Sondeo SC-2. Muestras 4727 y 4728



Sondeo SC-2. Muestras 4729 y 4730



Sondeo SC-2. Muestras 4731 y 4732



Sondeo SC-2. Muestras 4733 y 4734



Sondeo SC-2. Muestras 4735 y 4736



Sondeo SC-2. Muestras 4737 y 4738



Sondeo SC-2. Muestras 4739 y 4740



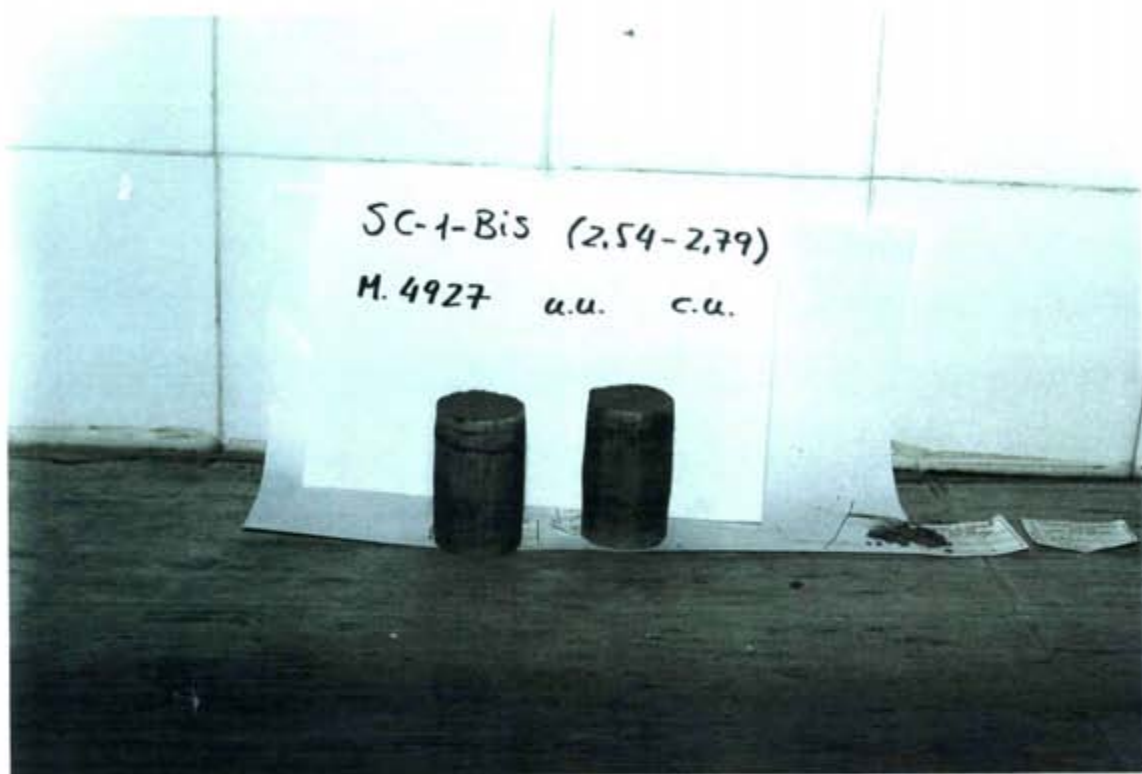
Sondeo SC-2. Muestras 4741 y 4742

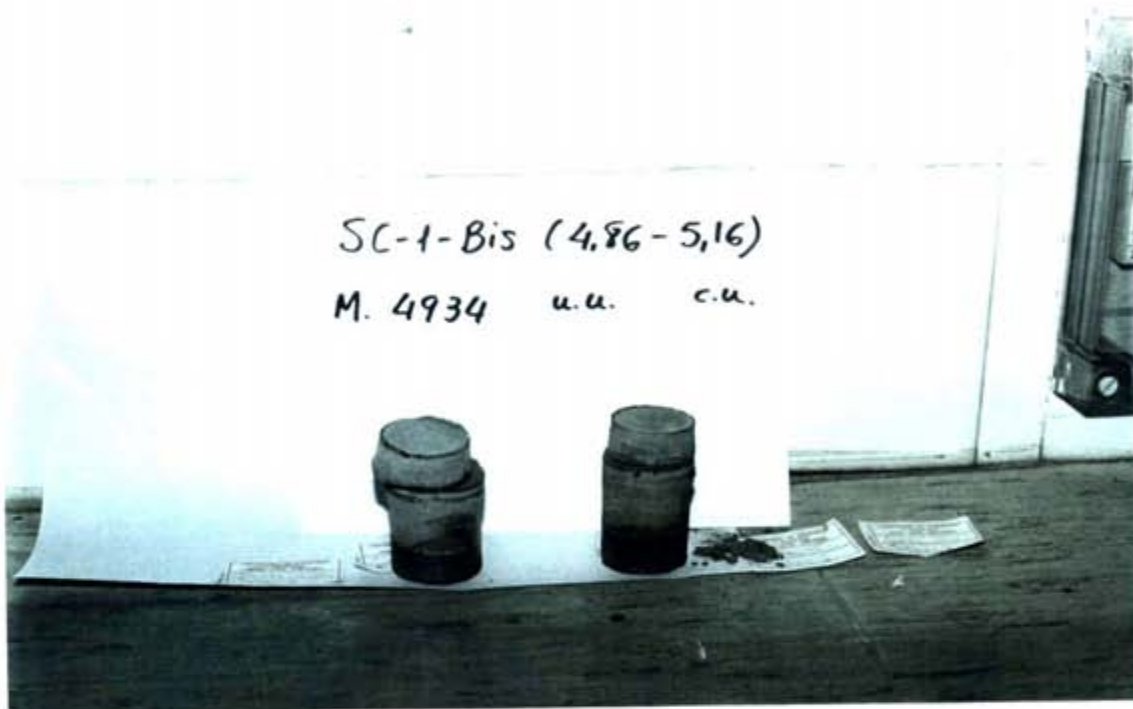


Sondeo SC-2. Muestra 4743

Probetas ensayos triaxiales

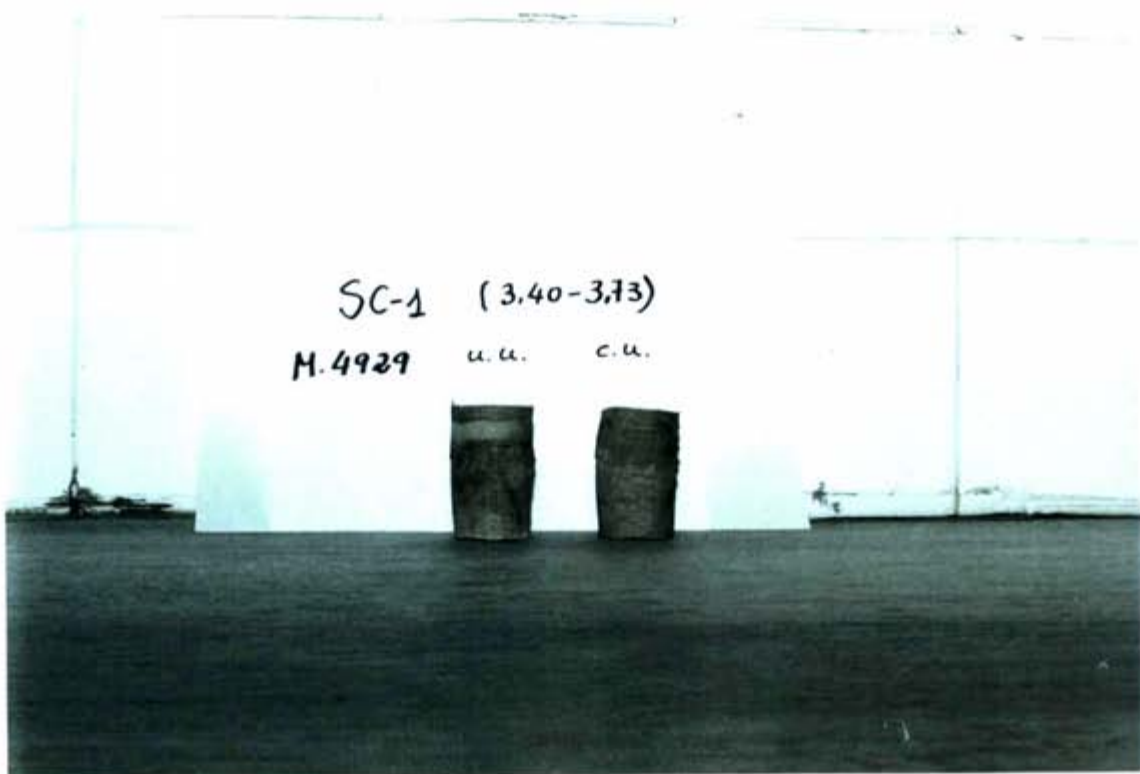


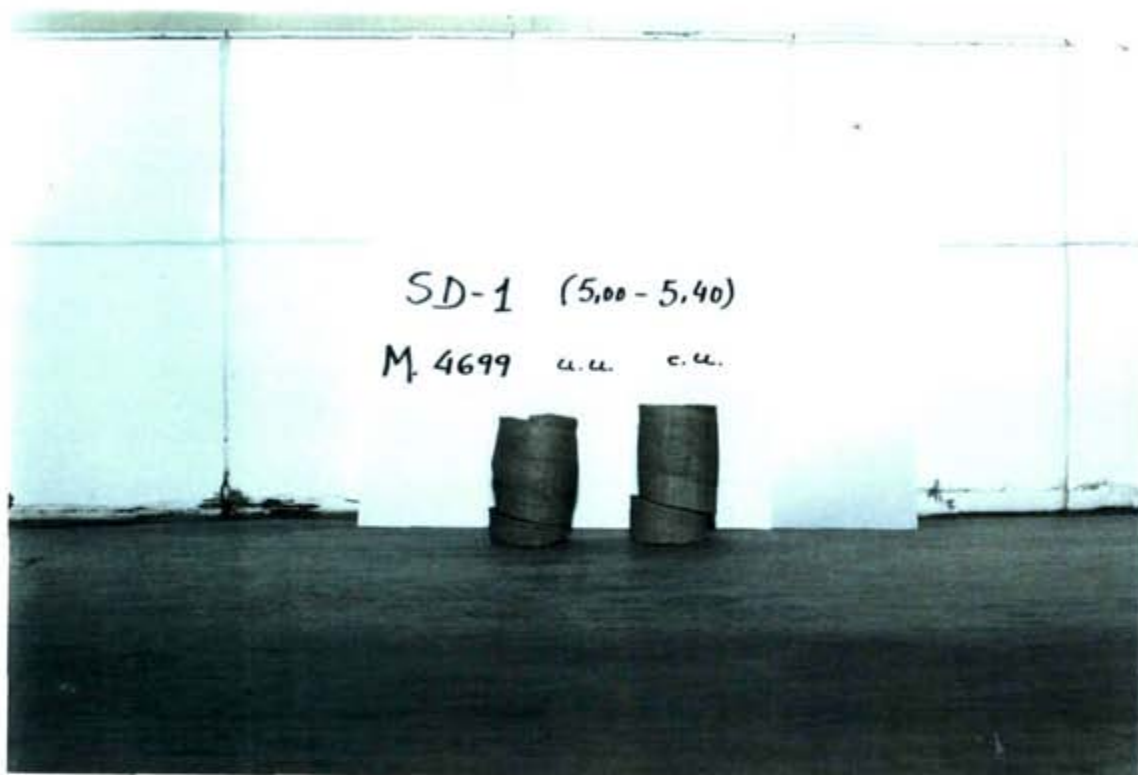


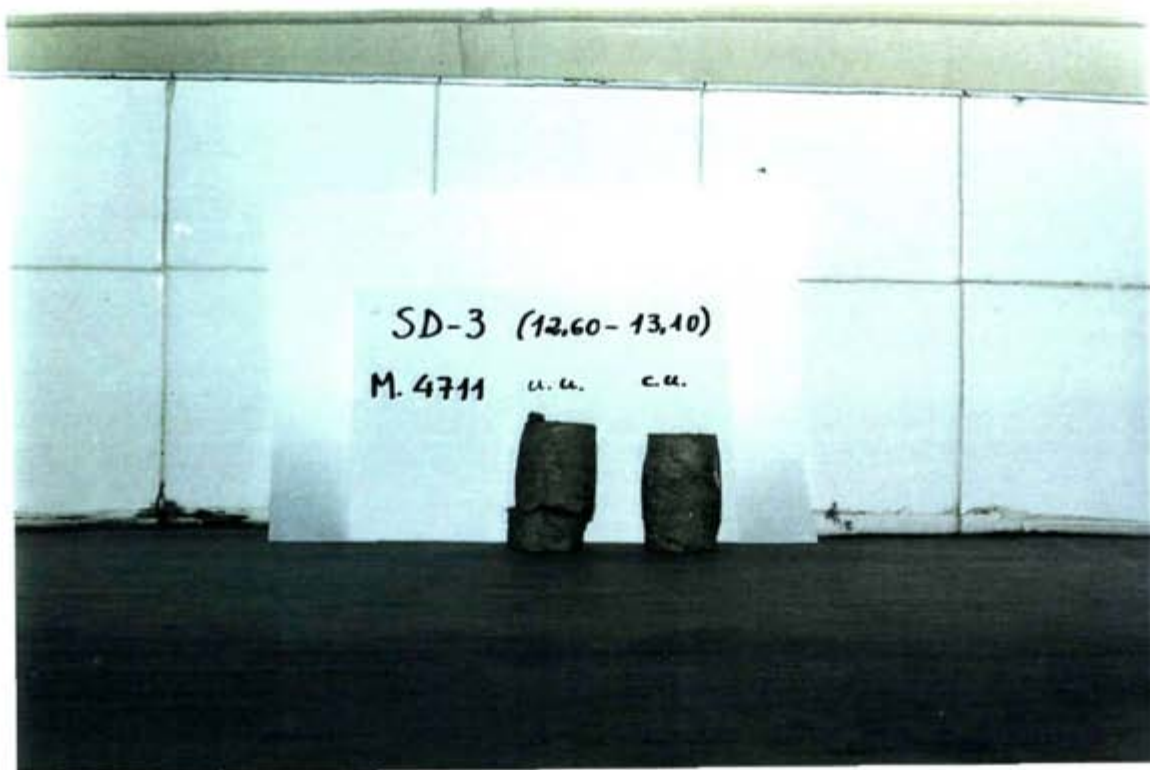










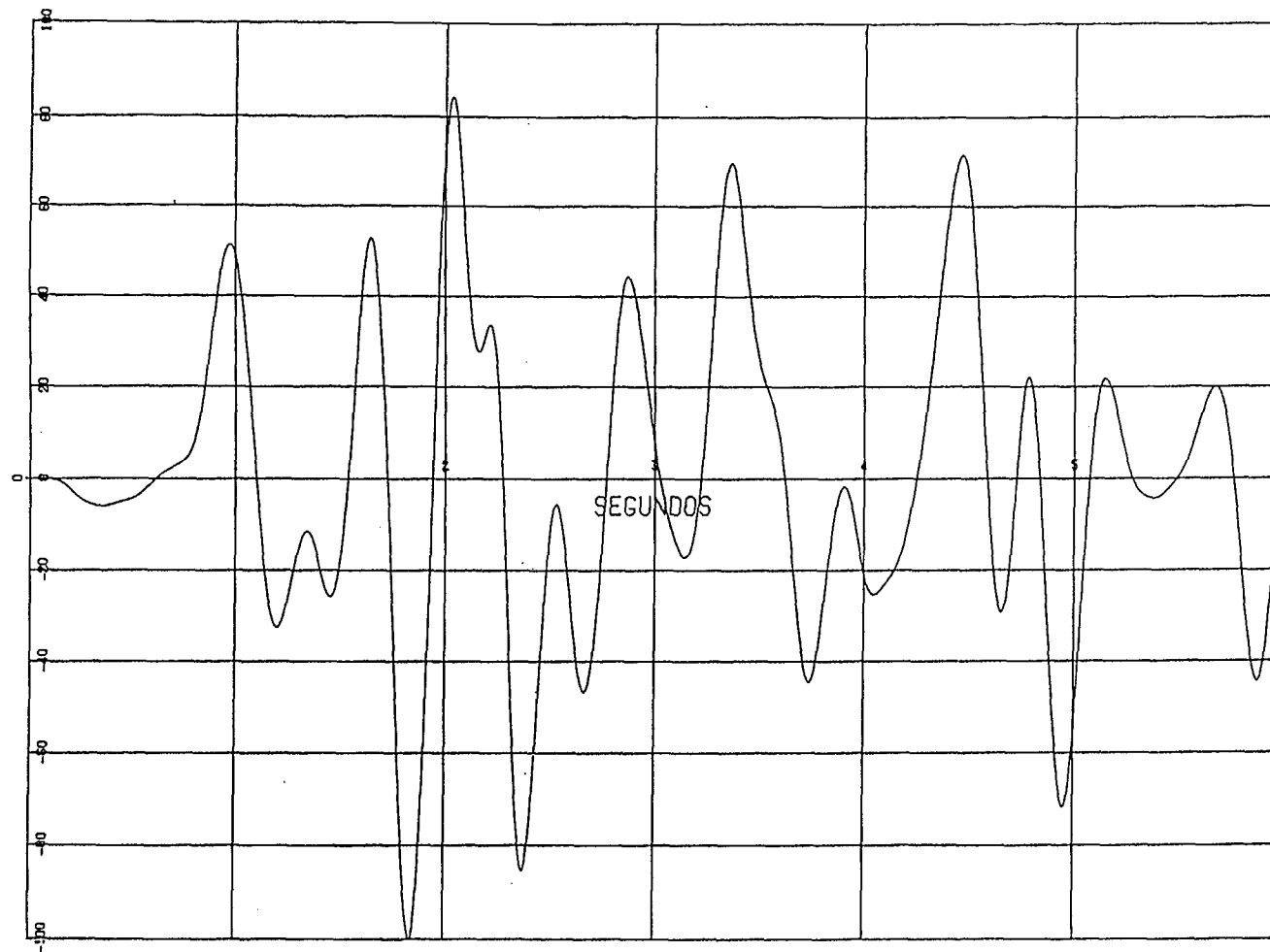


APÉNDICE VI

Historia de tensiones tangenciales, sismos próximo y lejano

SISMO PRÓXIMO

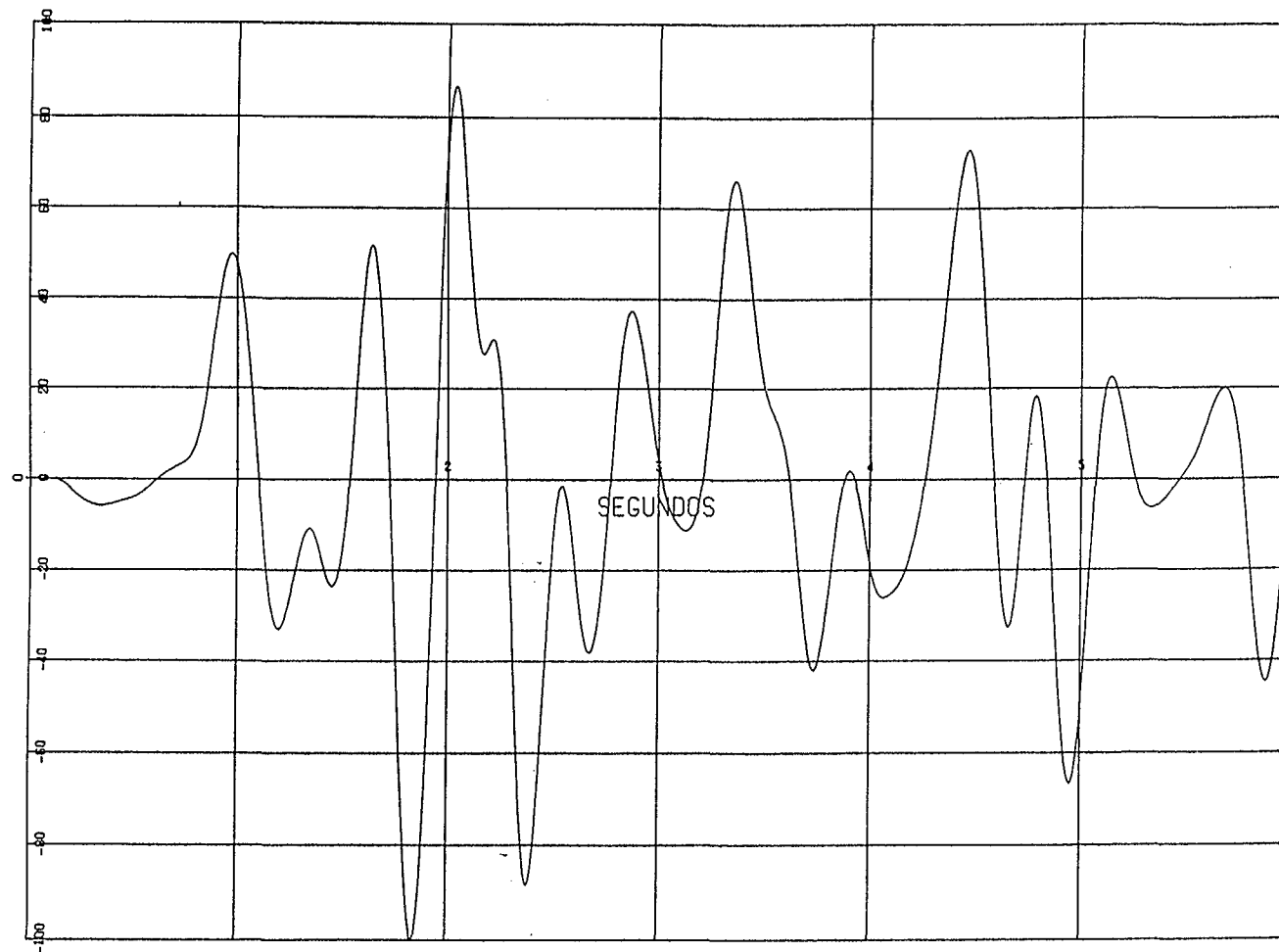
HISTORIA DE TENSIONES TANGENCIALES



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 29

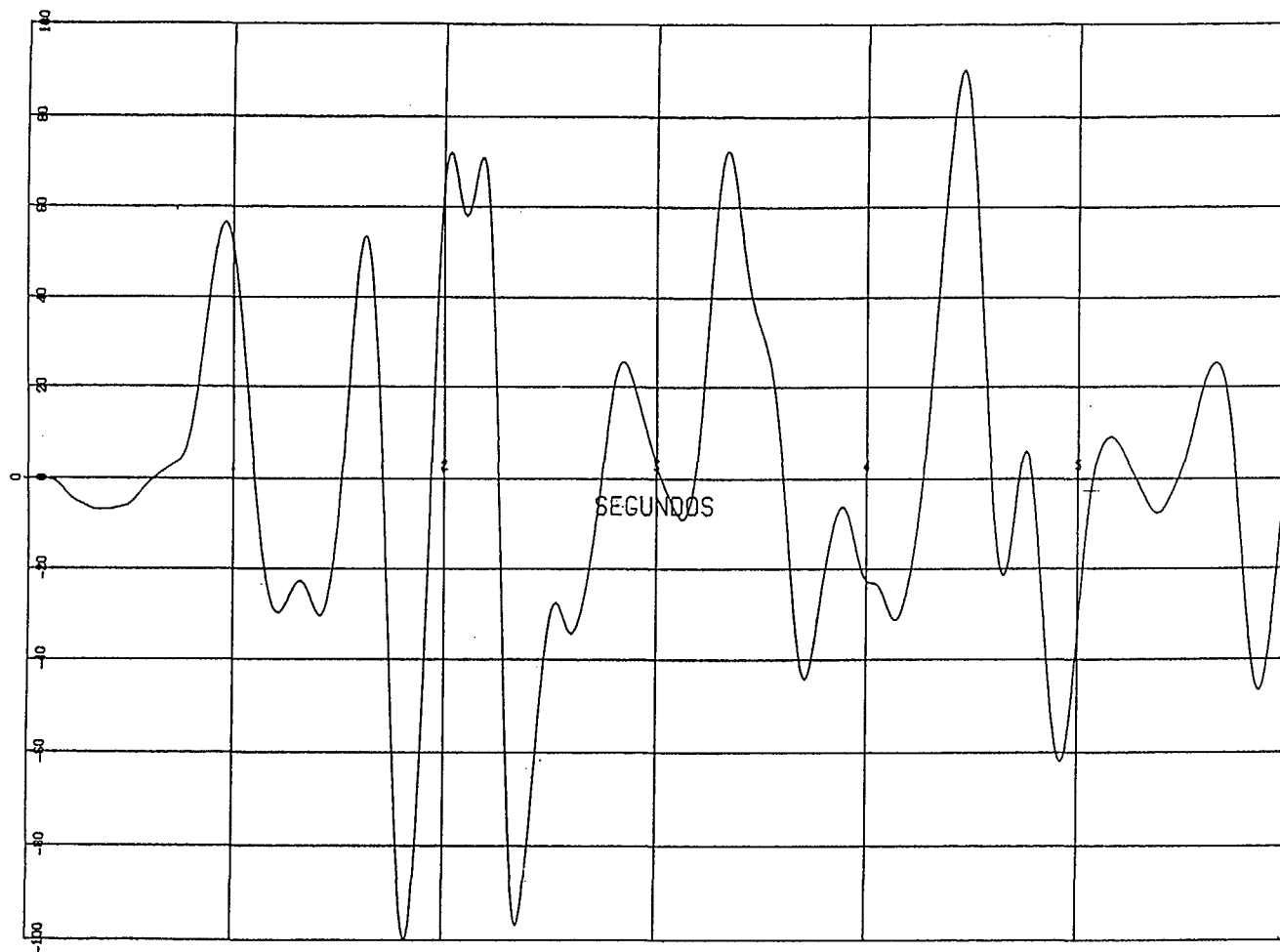
SIGMA MAXIMA = 182



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 30

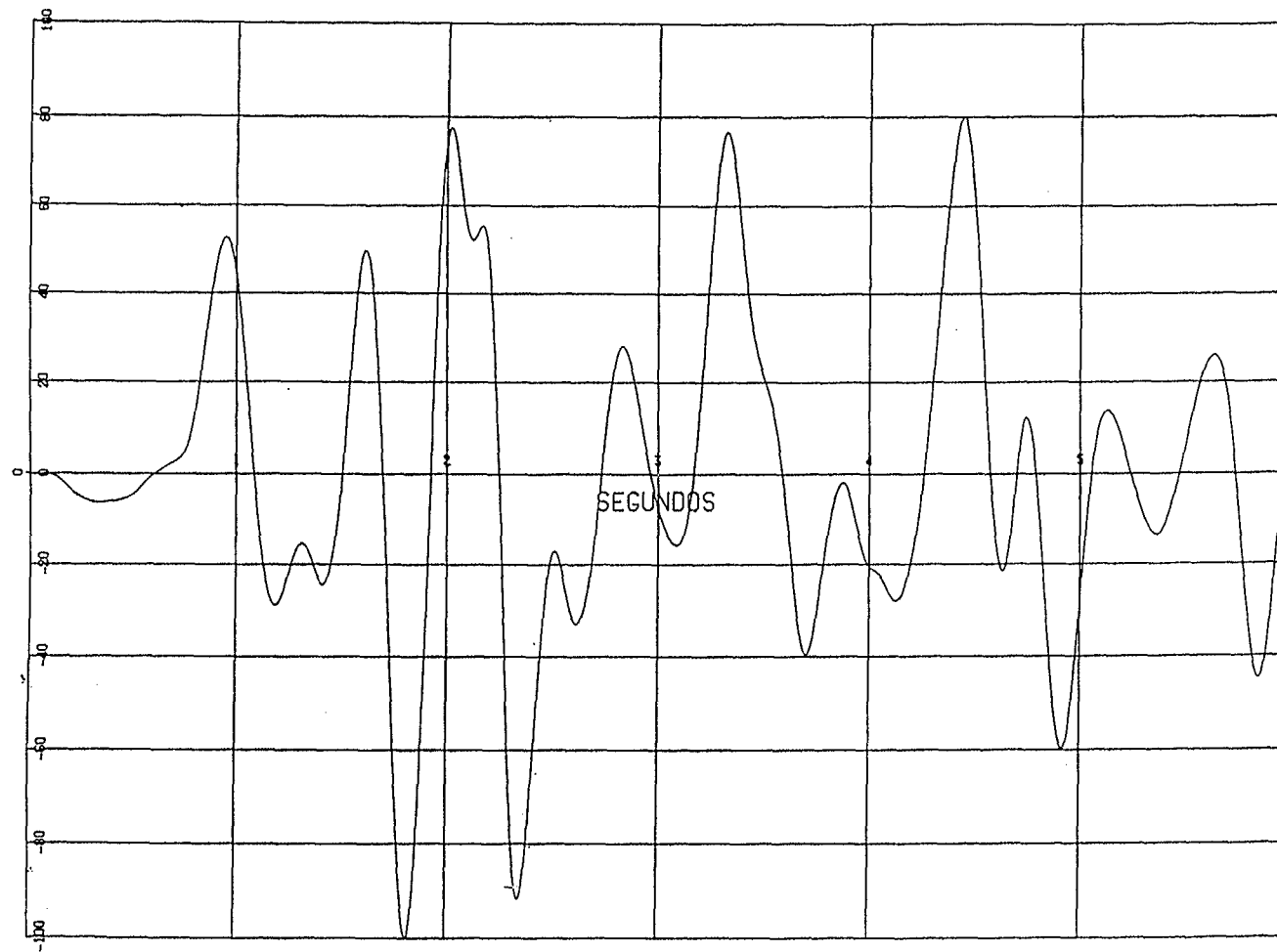
SIGMA MAXIMA = 206



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANÁLISIS DINÁMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 41

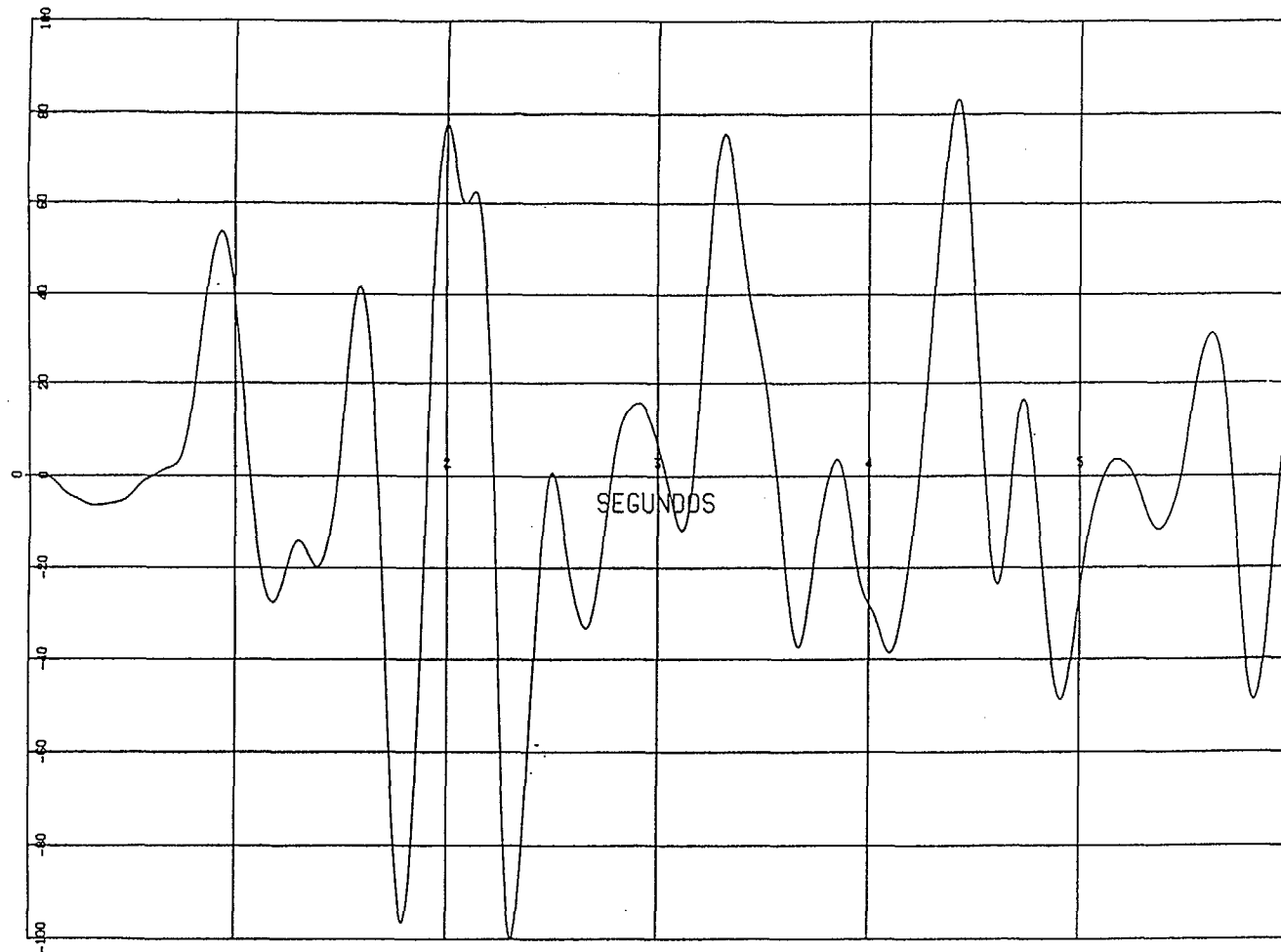
SIGMA MÁXIMA = 156



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 42

SIGMA MAXIMA = 235



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 59

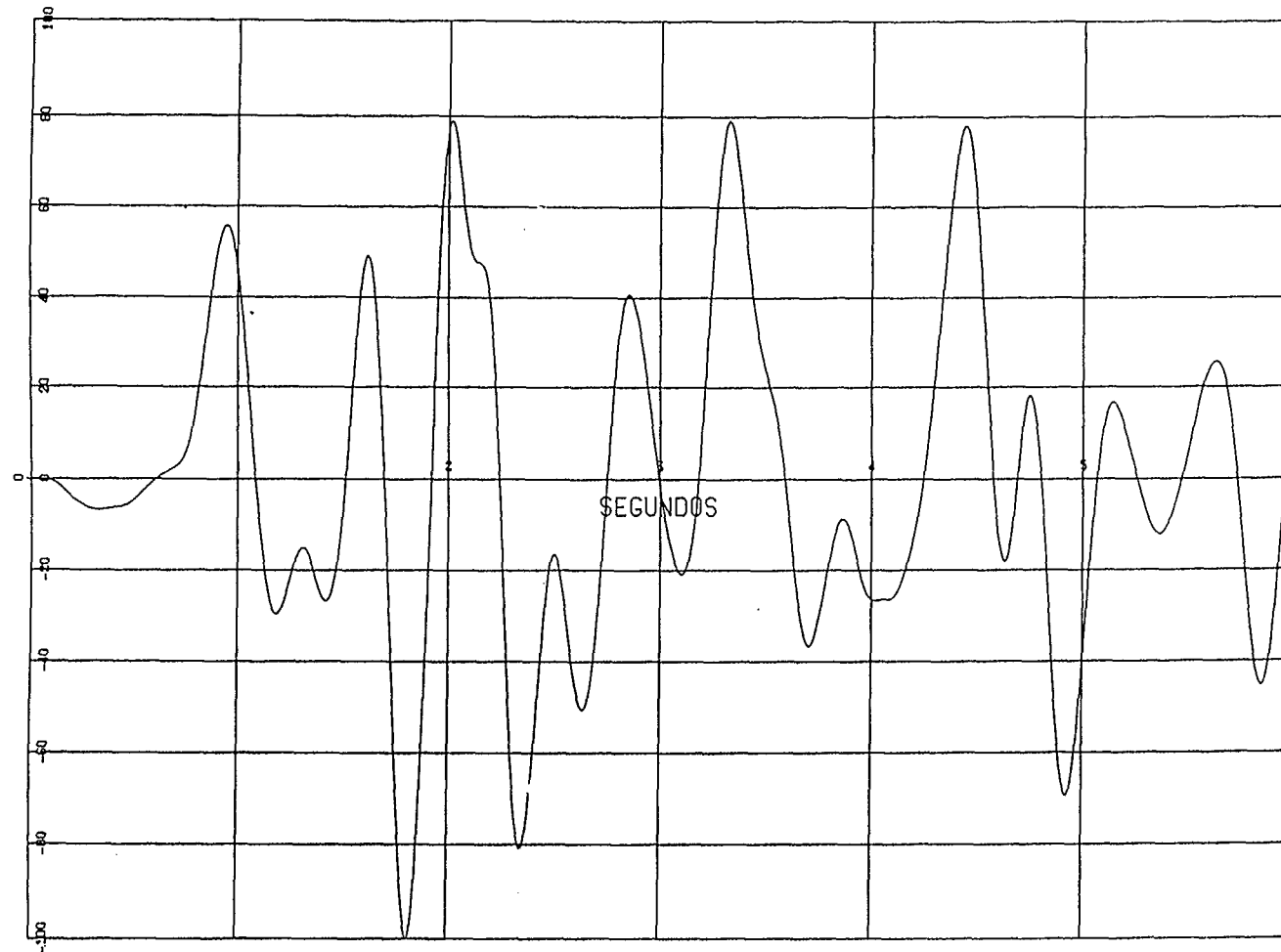
SIGMA MAXIMA = 247



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 60

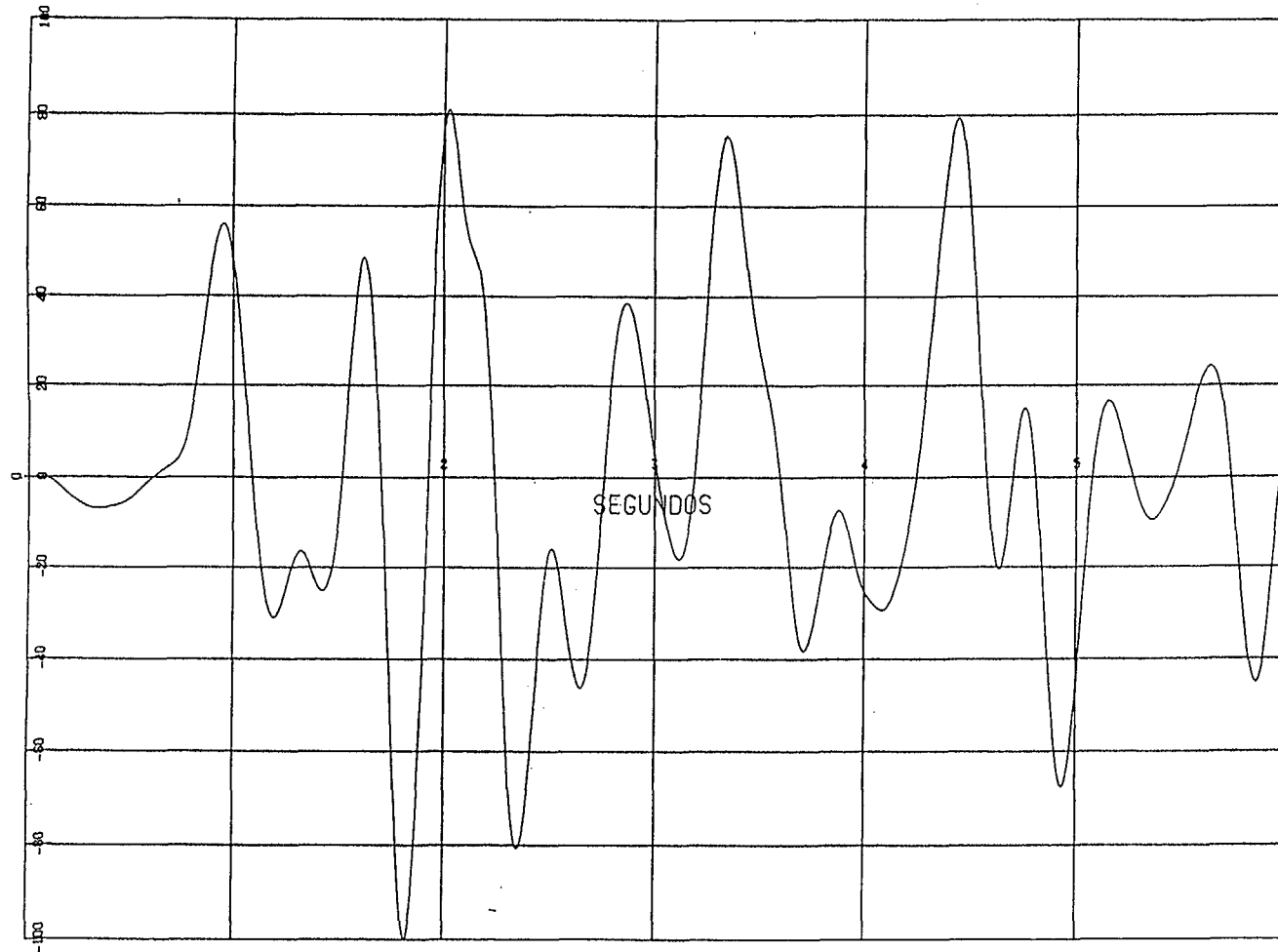
SIGMA MAXIMA = 249



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 65

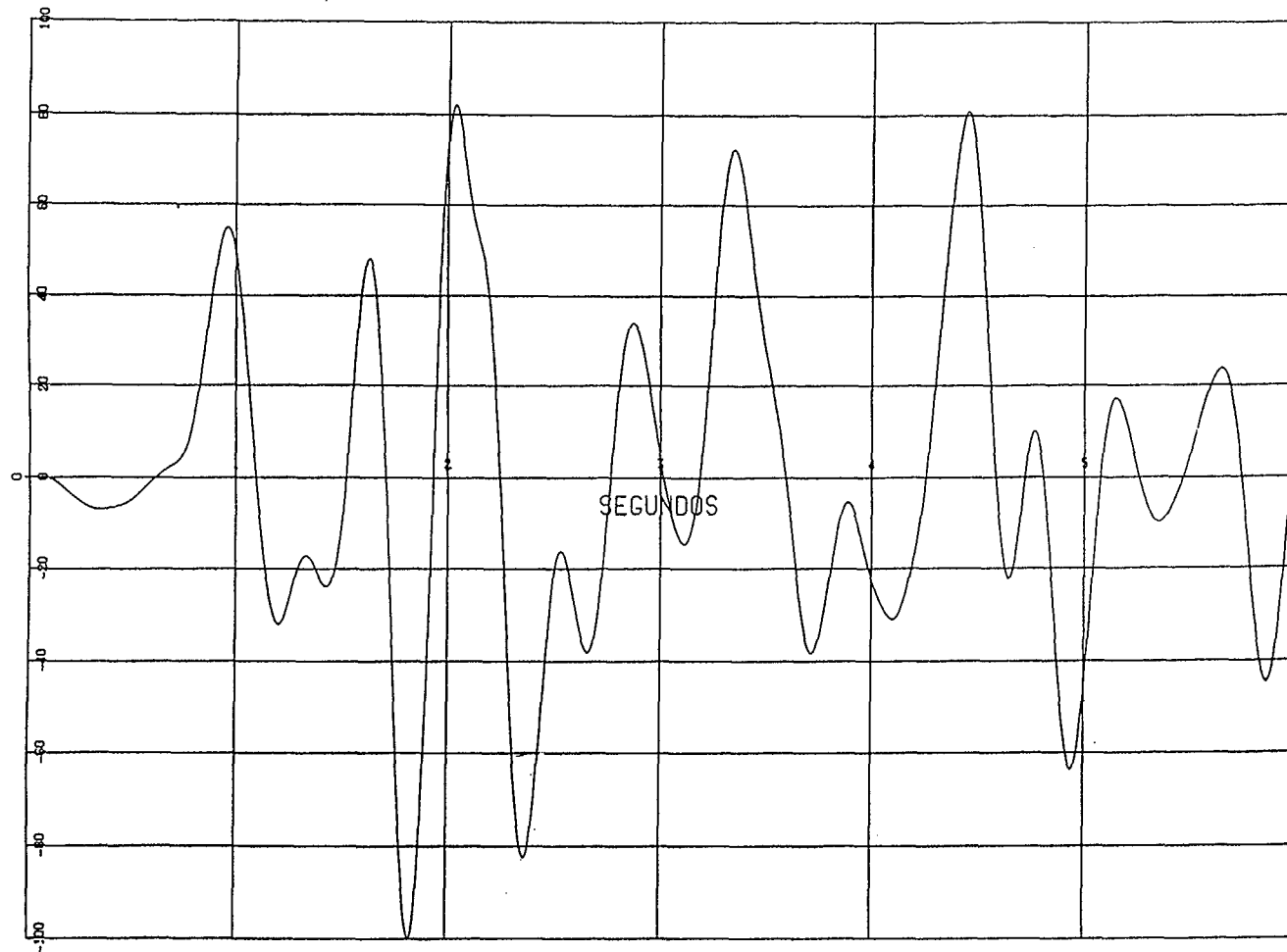
SIGMA MAXIMA = 285



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 67

SIGMA MAXIMA = 307



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 69

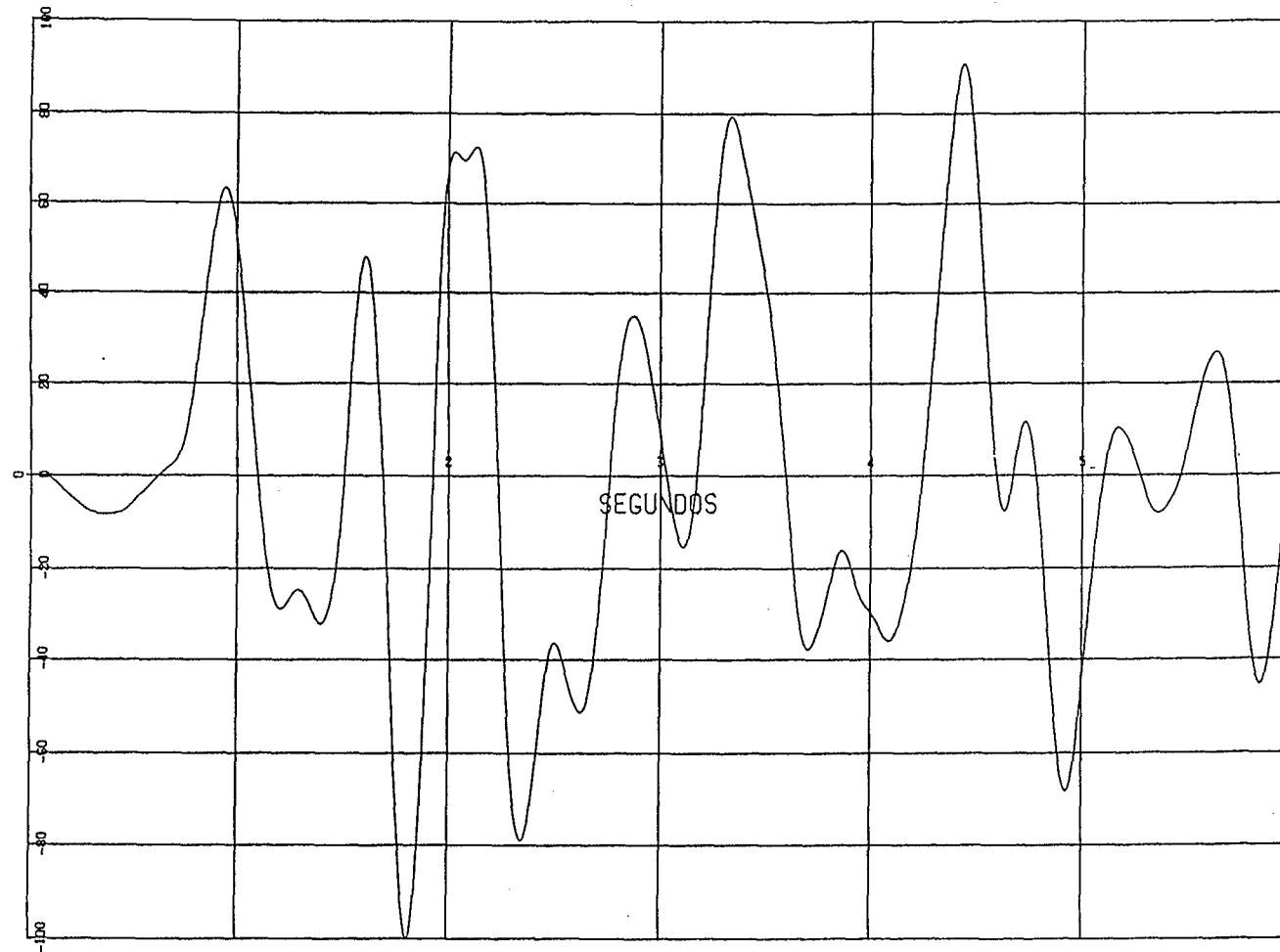
SIGMA MAXIMA = 239



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR. (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 90

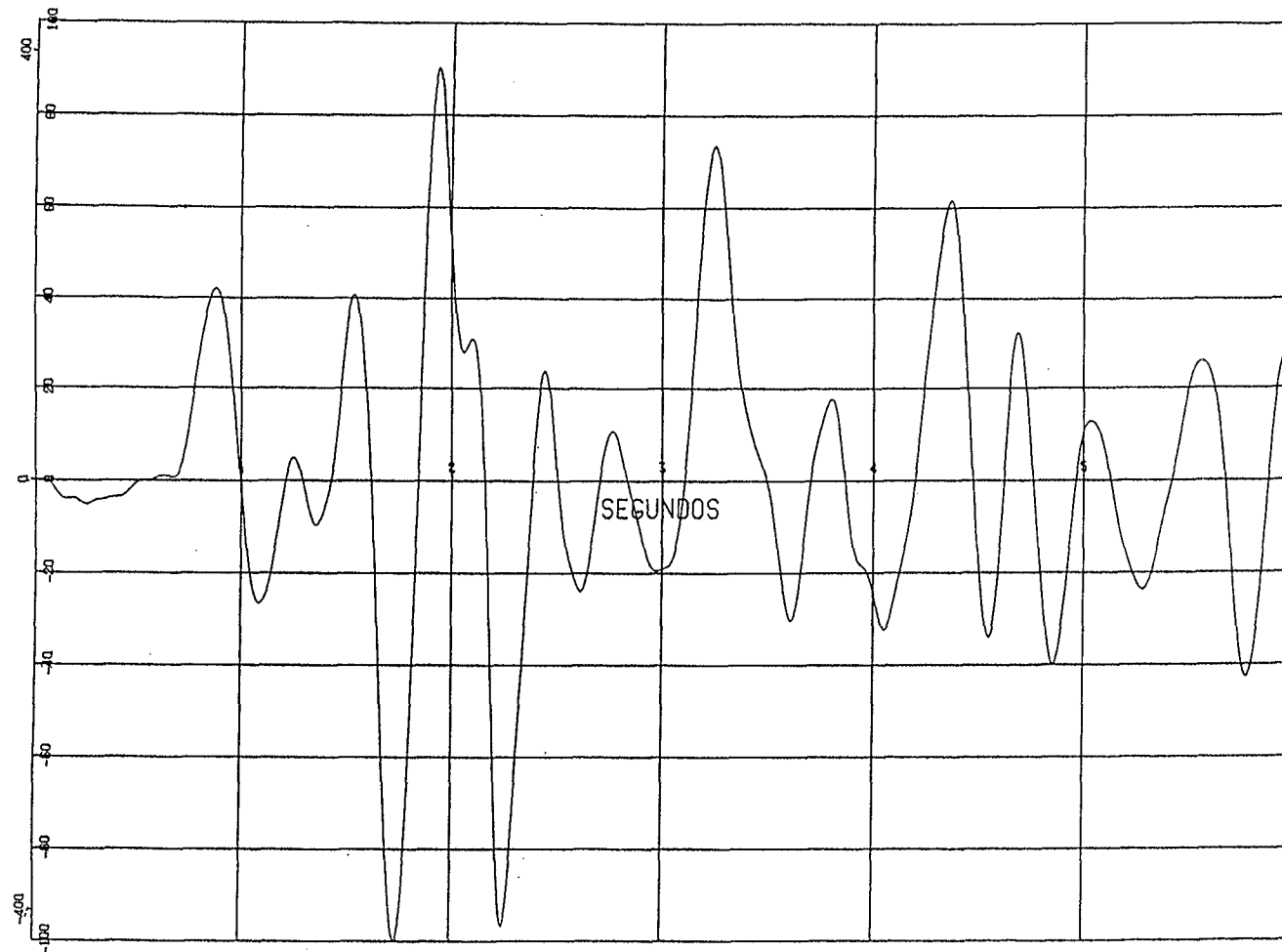
SIGMA MAXIMA = 304



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 92

SIGMA MAXIMA = 294



DIQUE DE ESTÉRILES DE ANDUJAR (ANÁLISIS DINÁMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 108

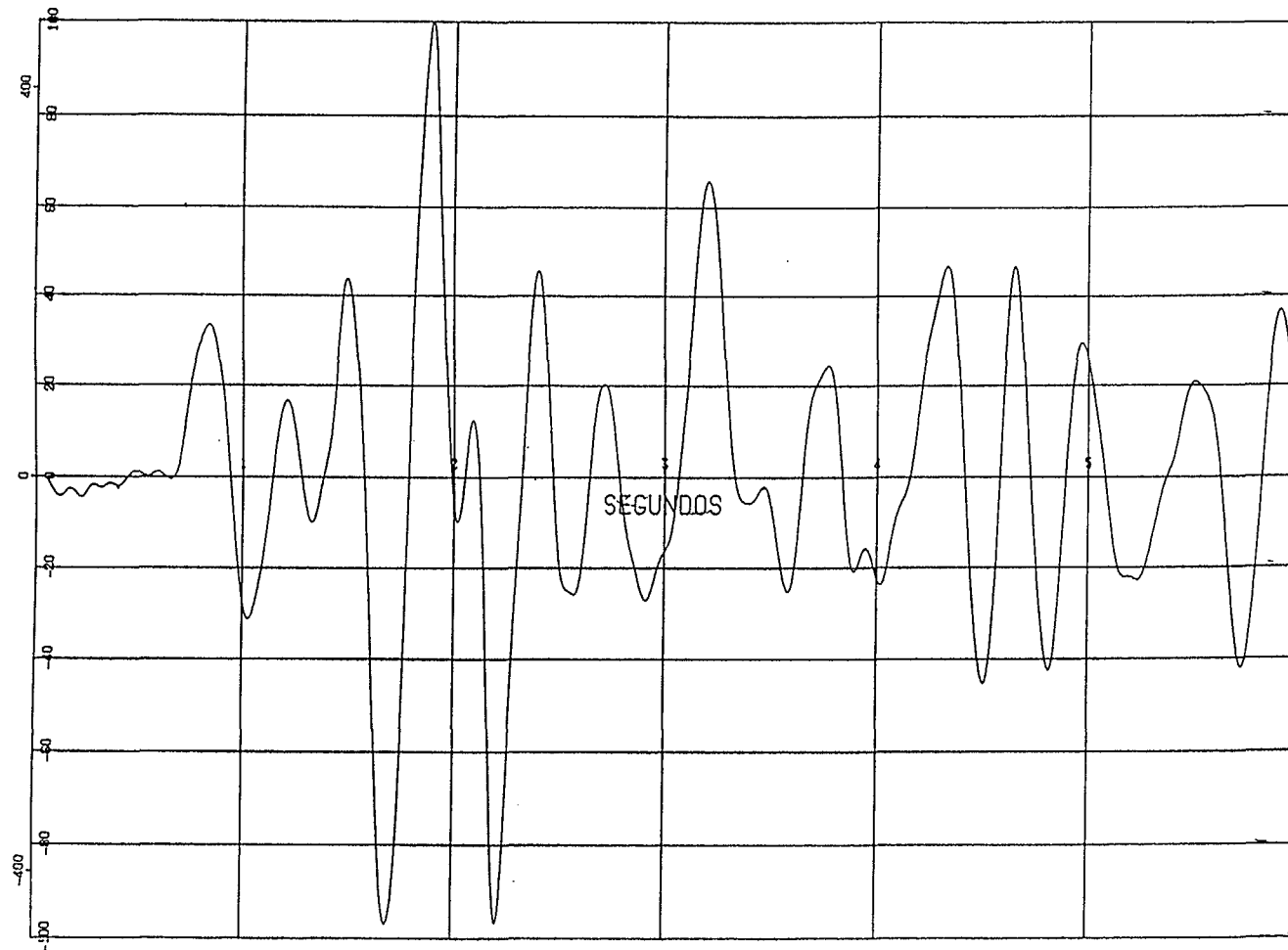
SIGMA MÁXIMA = 428



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 109

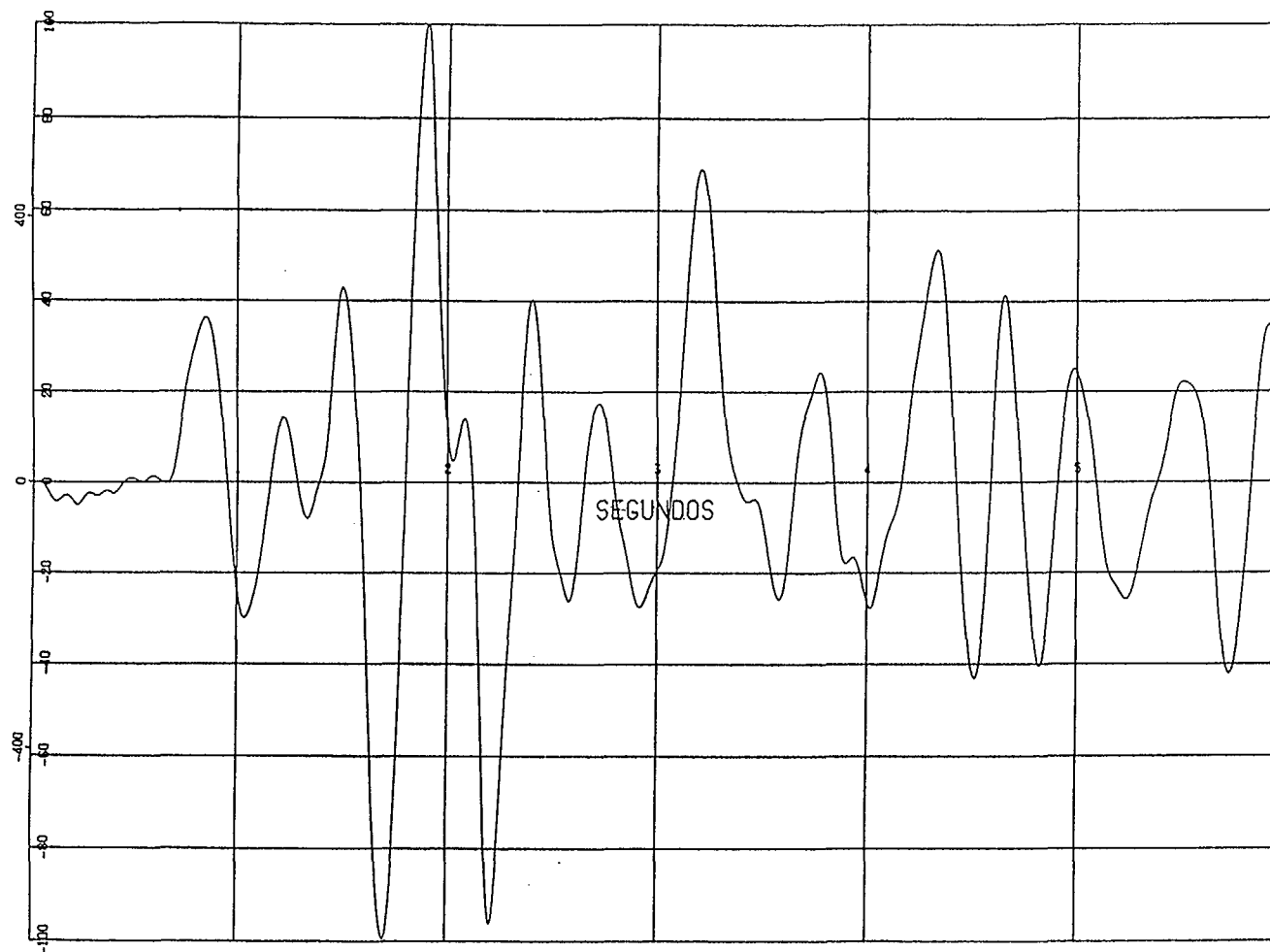
SIGMA MAXIMA = 444



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 137

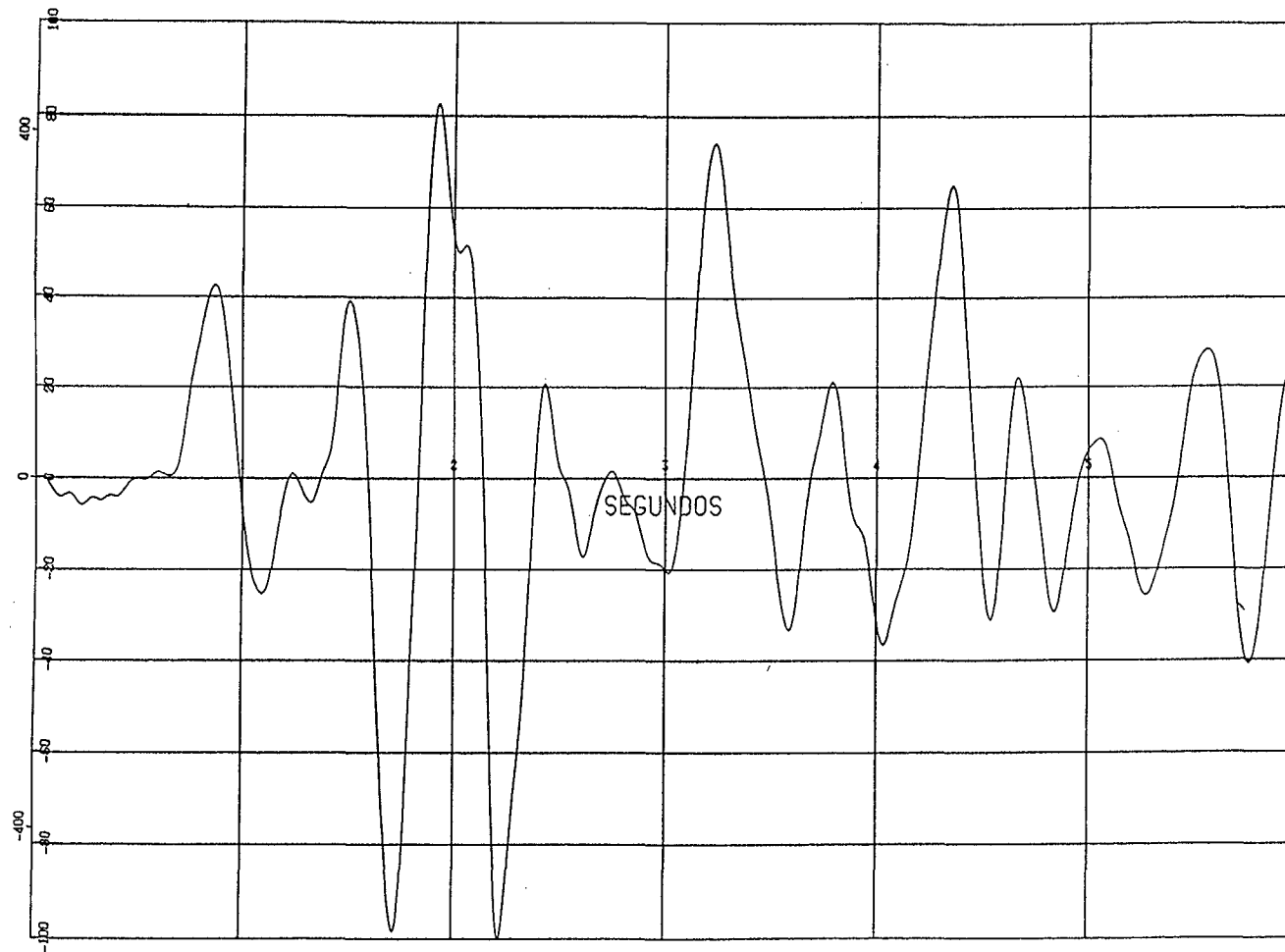
SIGMA MAXIMA = 467



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 138

SIGMA MAXIMA = 685

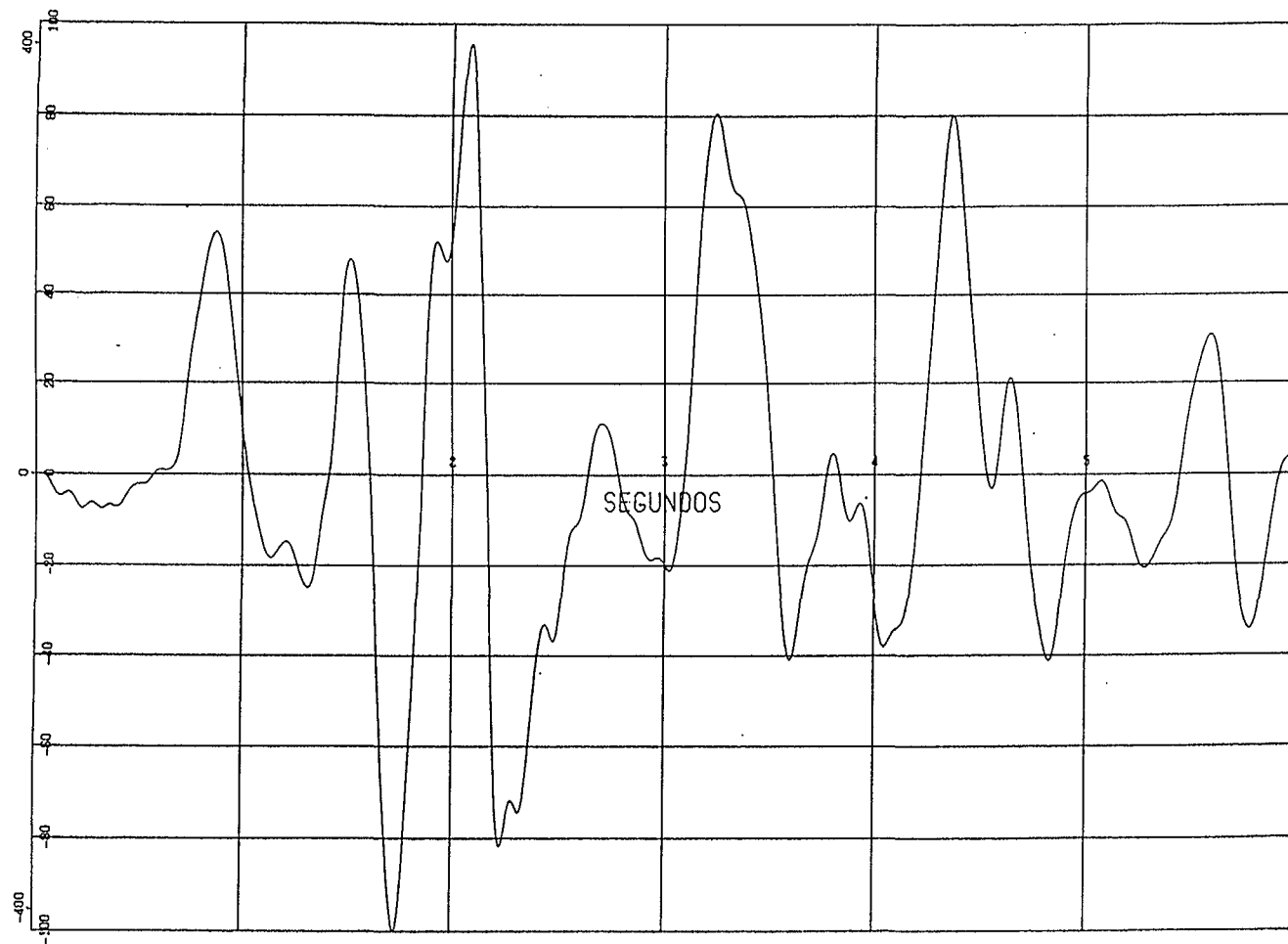


DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 142

SIGMA MAXIMA = 523

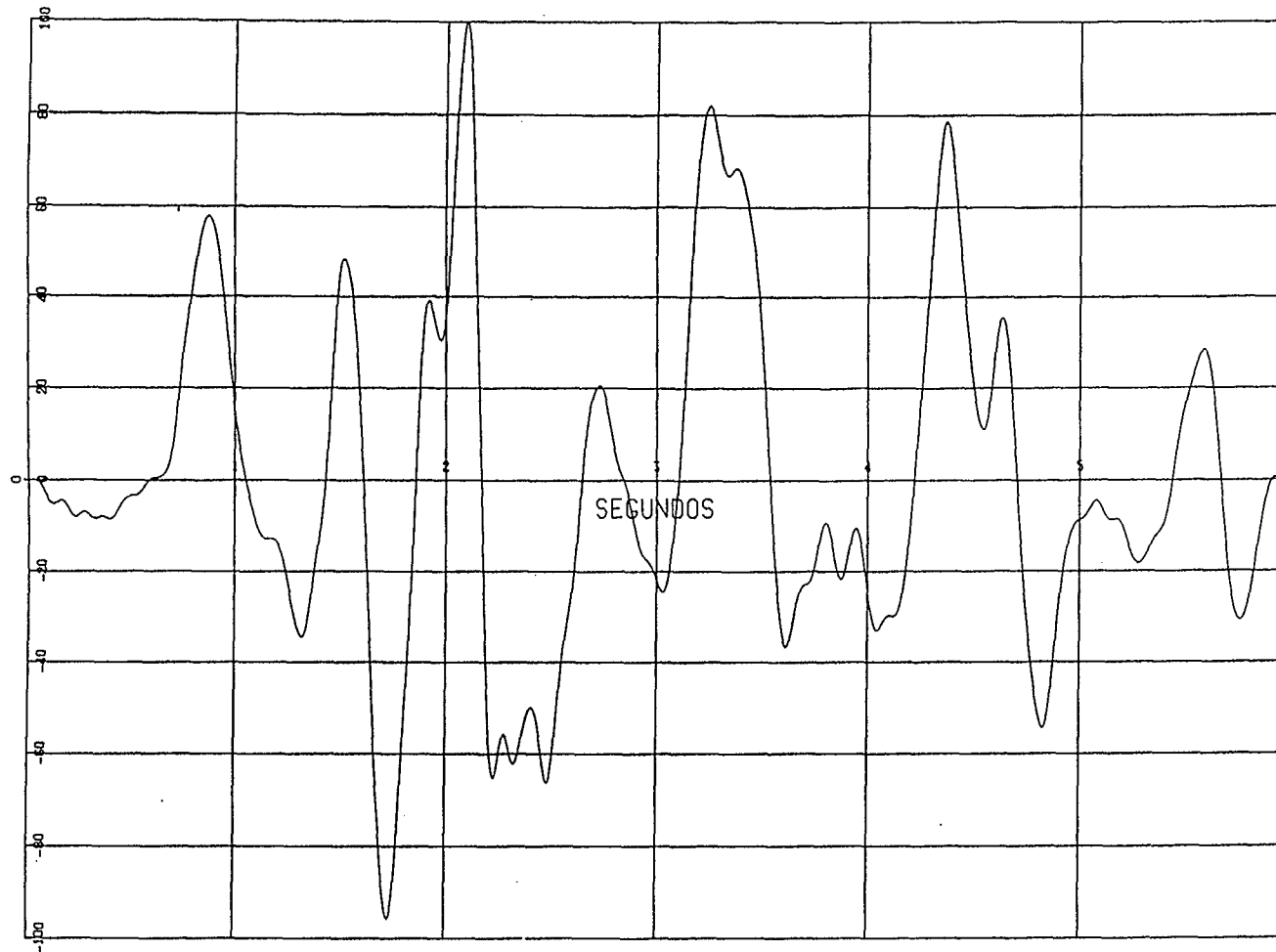
SIGMA MAXIMA = 468



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 146

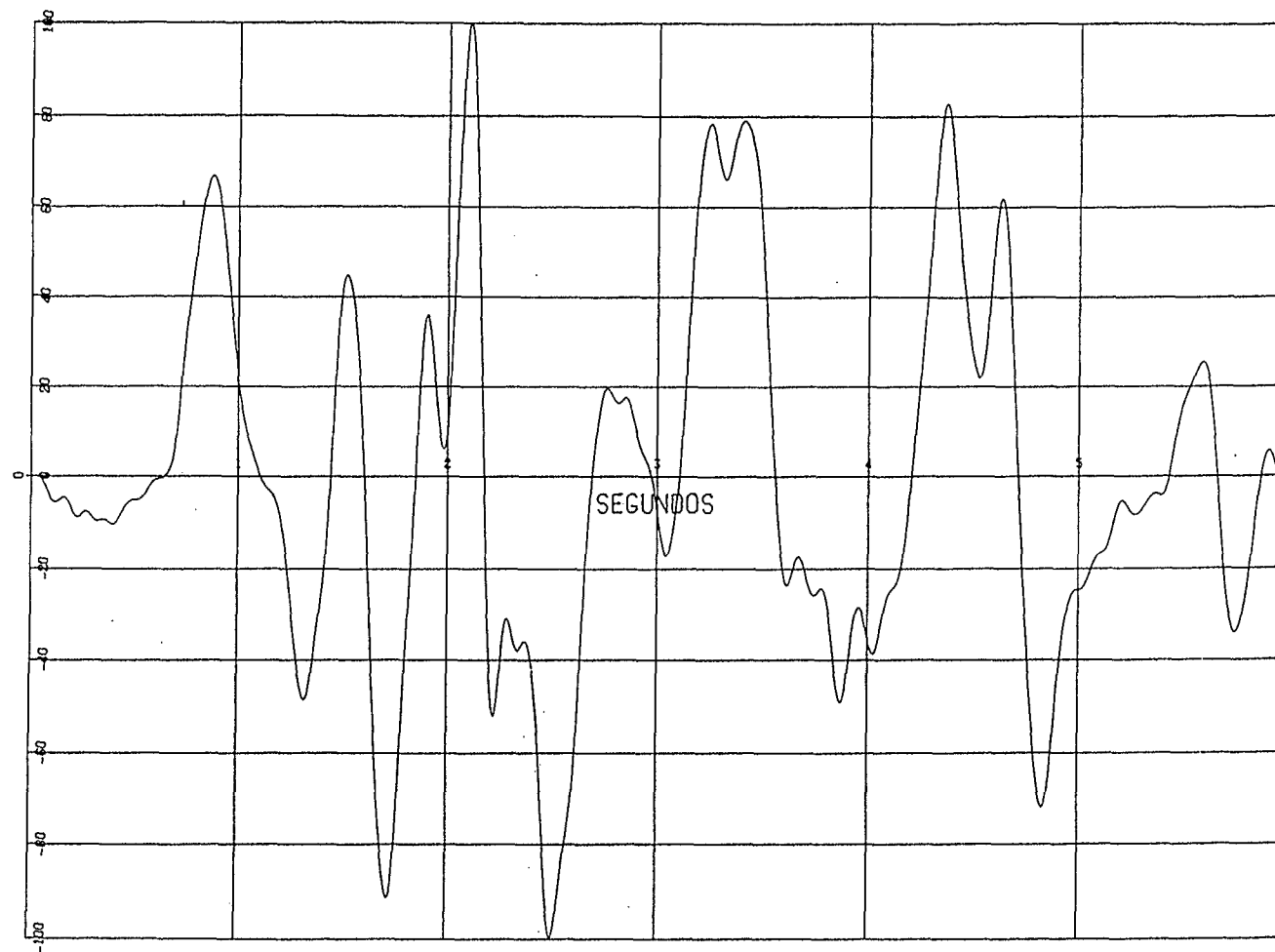
SIGMA MAXIMA = 420



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 148

SIGMA MAXIMA = 362

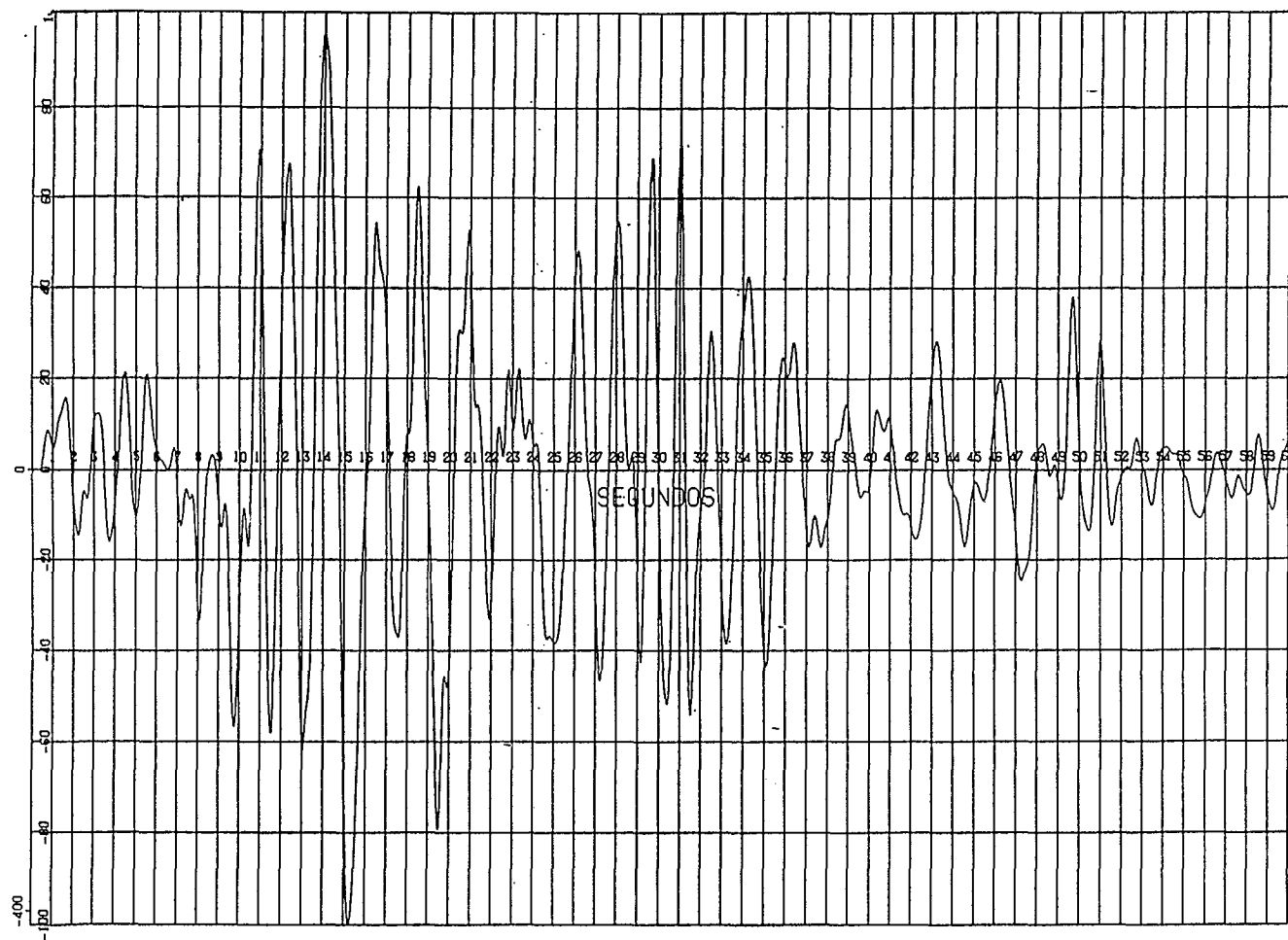


DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 151

SIGMA MAXIMA = 322

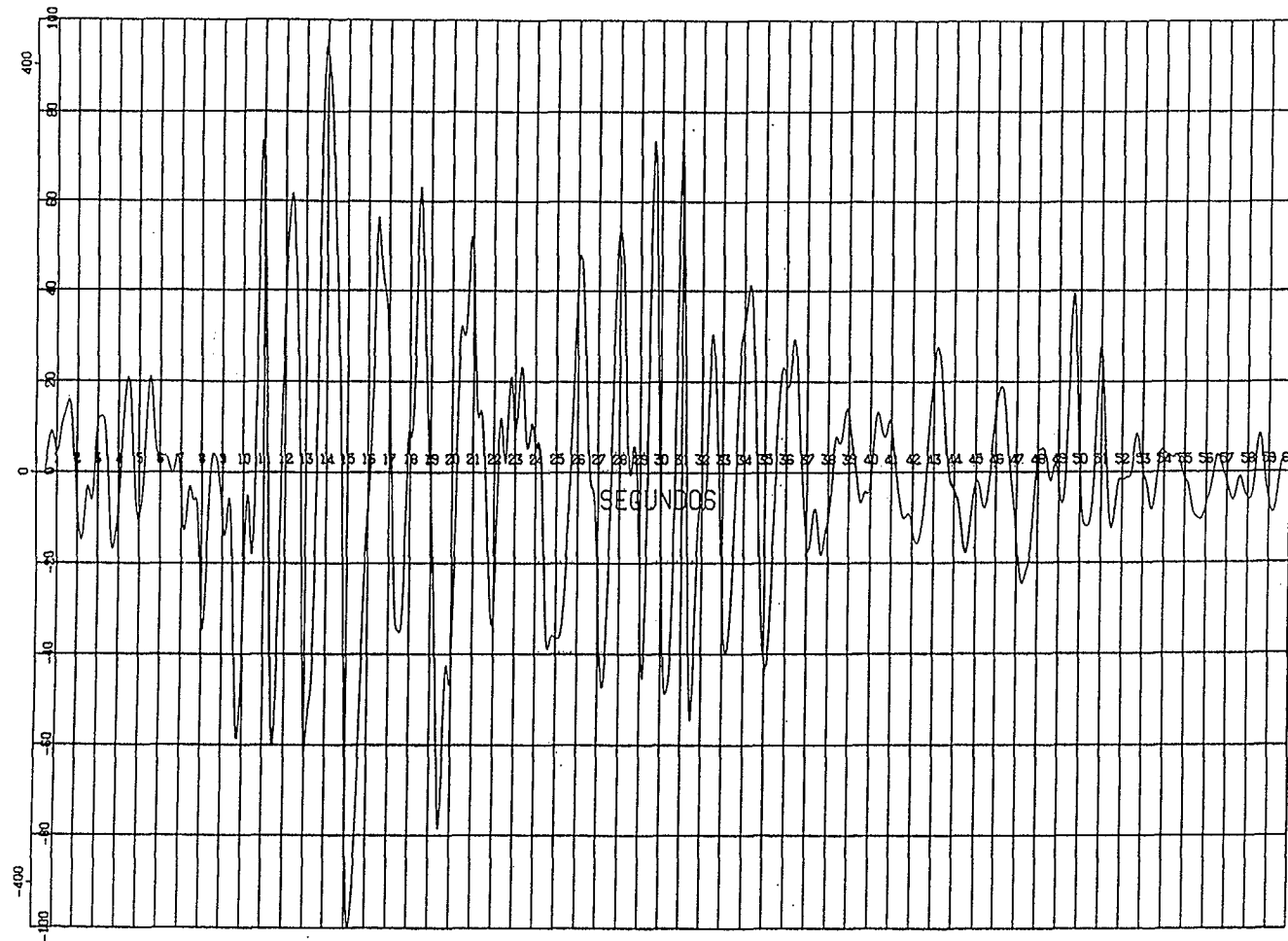
SISMO LEJANO
HISTORIA DE TENSIONES TANGENCIALES



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 29

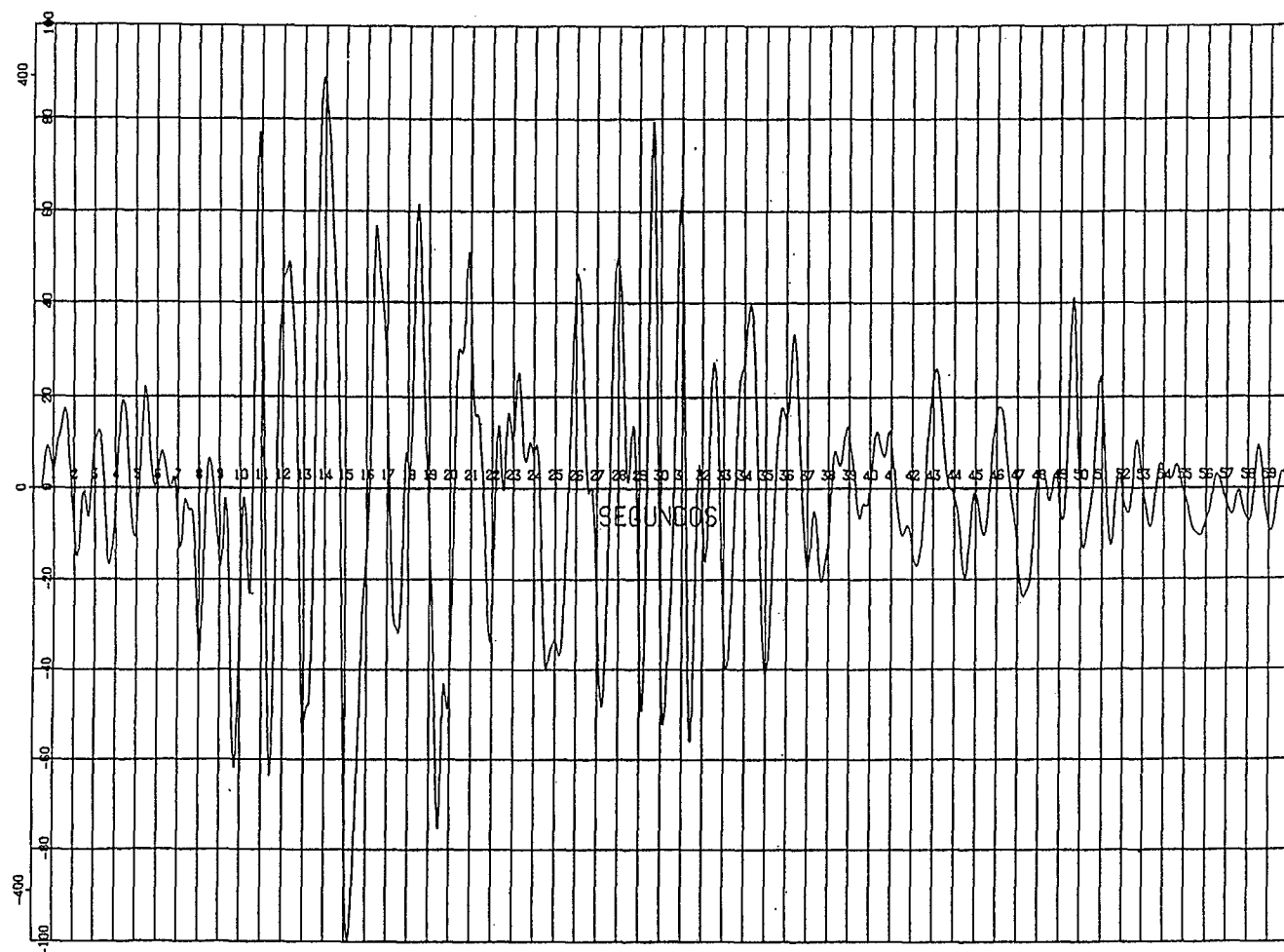
SIGMA MAXIMA = 412



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 30

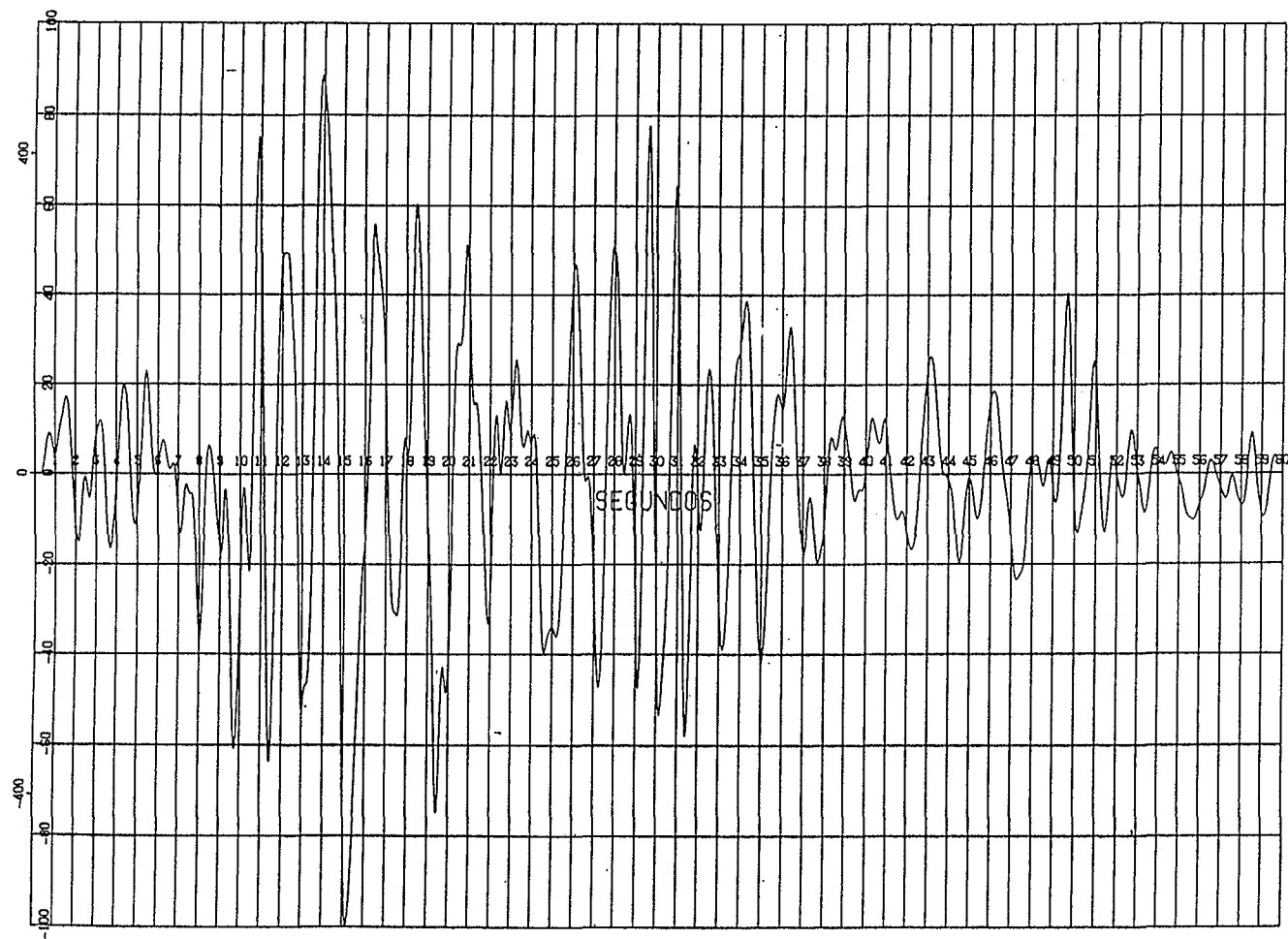
SIGMA MAXIMA = 442



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 41

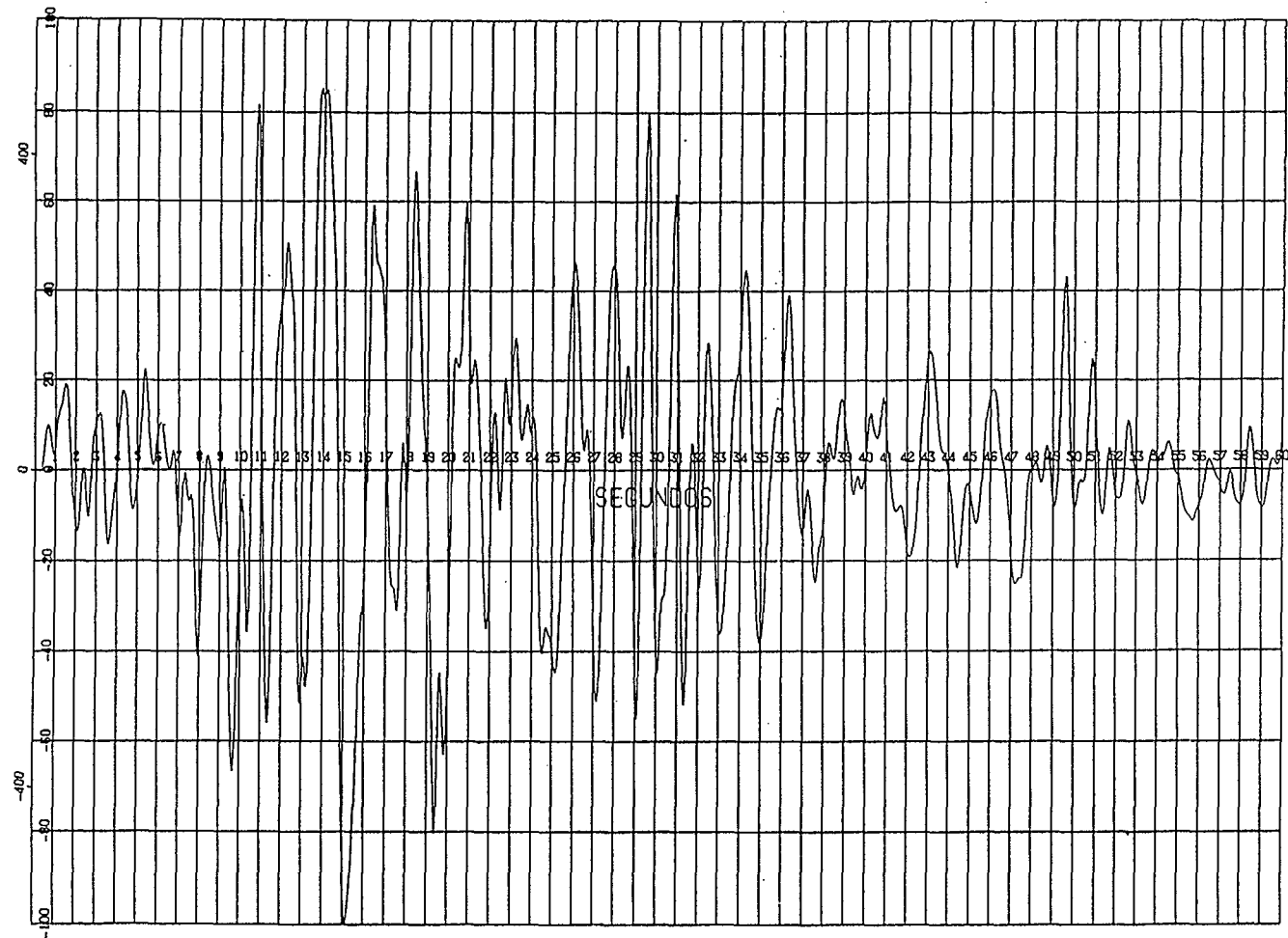
SIGMA MAXIMA = 449



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 42

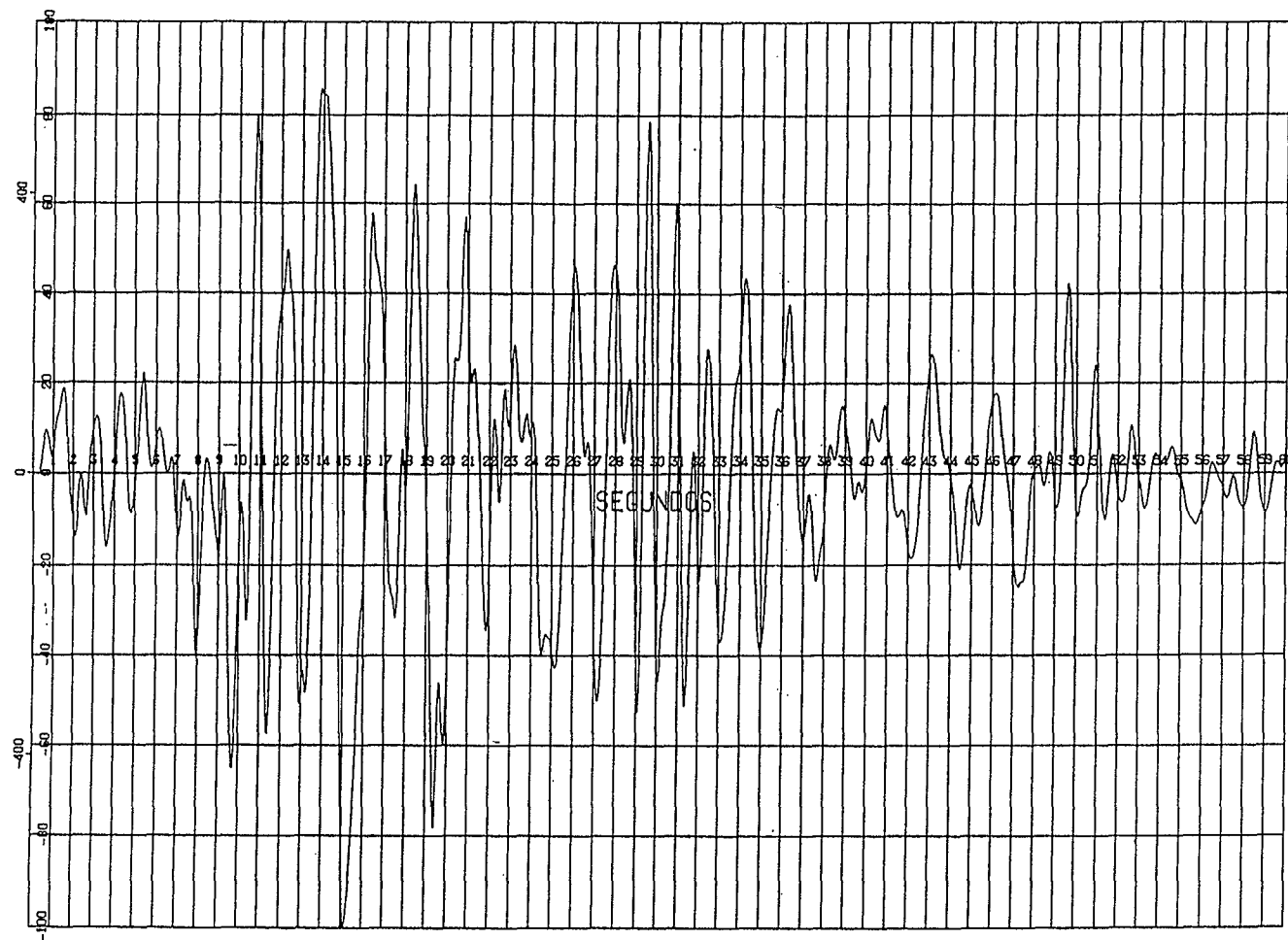
SIGMA MAXIMA = 563



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 59

SIGMA MAXIMA = 570



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 60

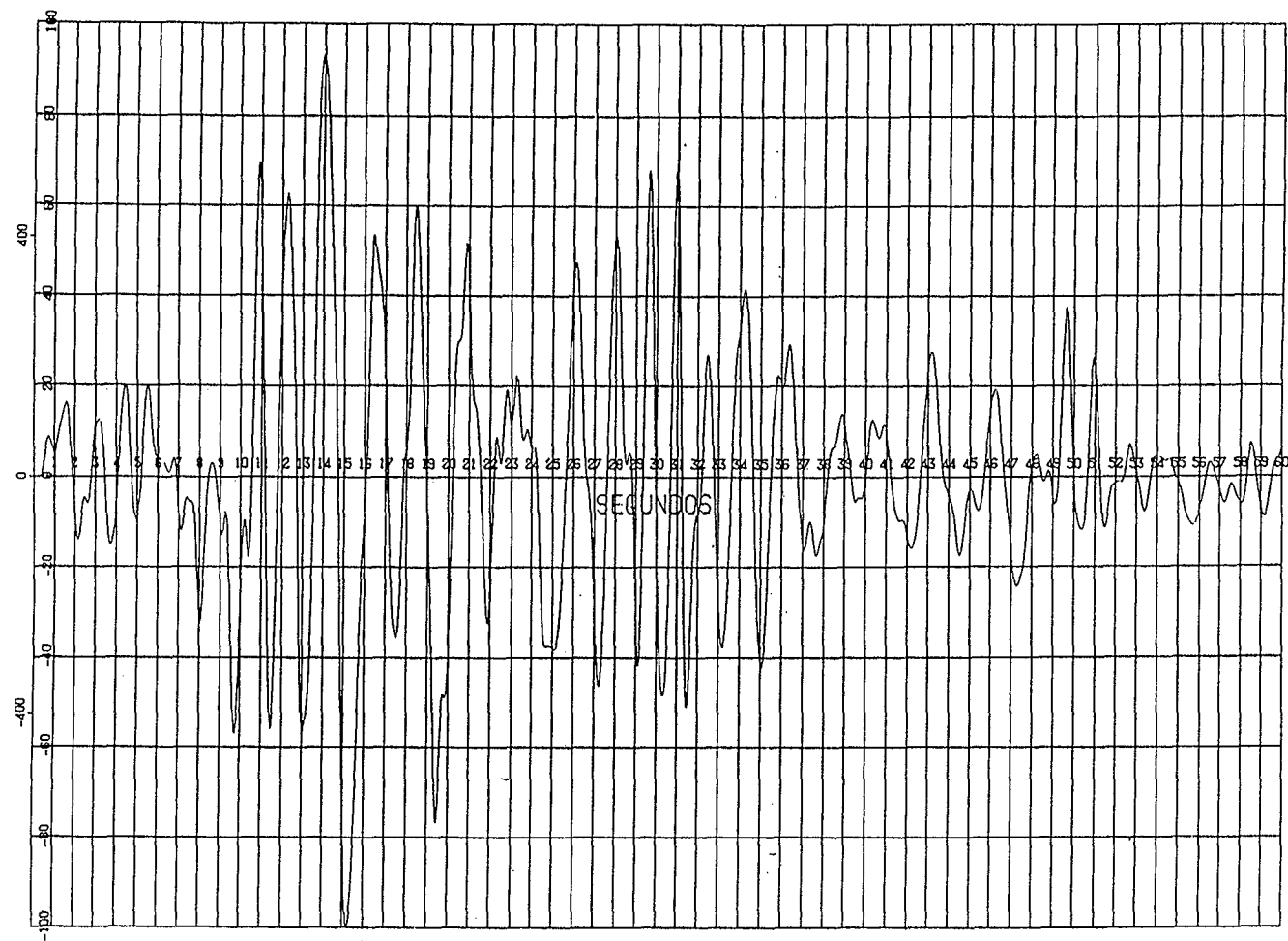
SIGMA MAXIMA = 644



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 65

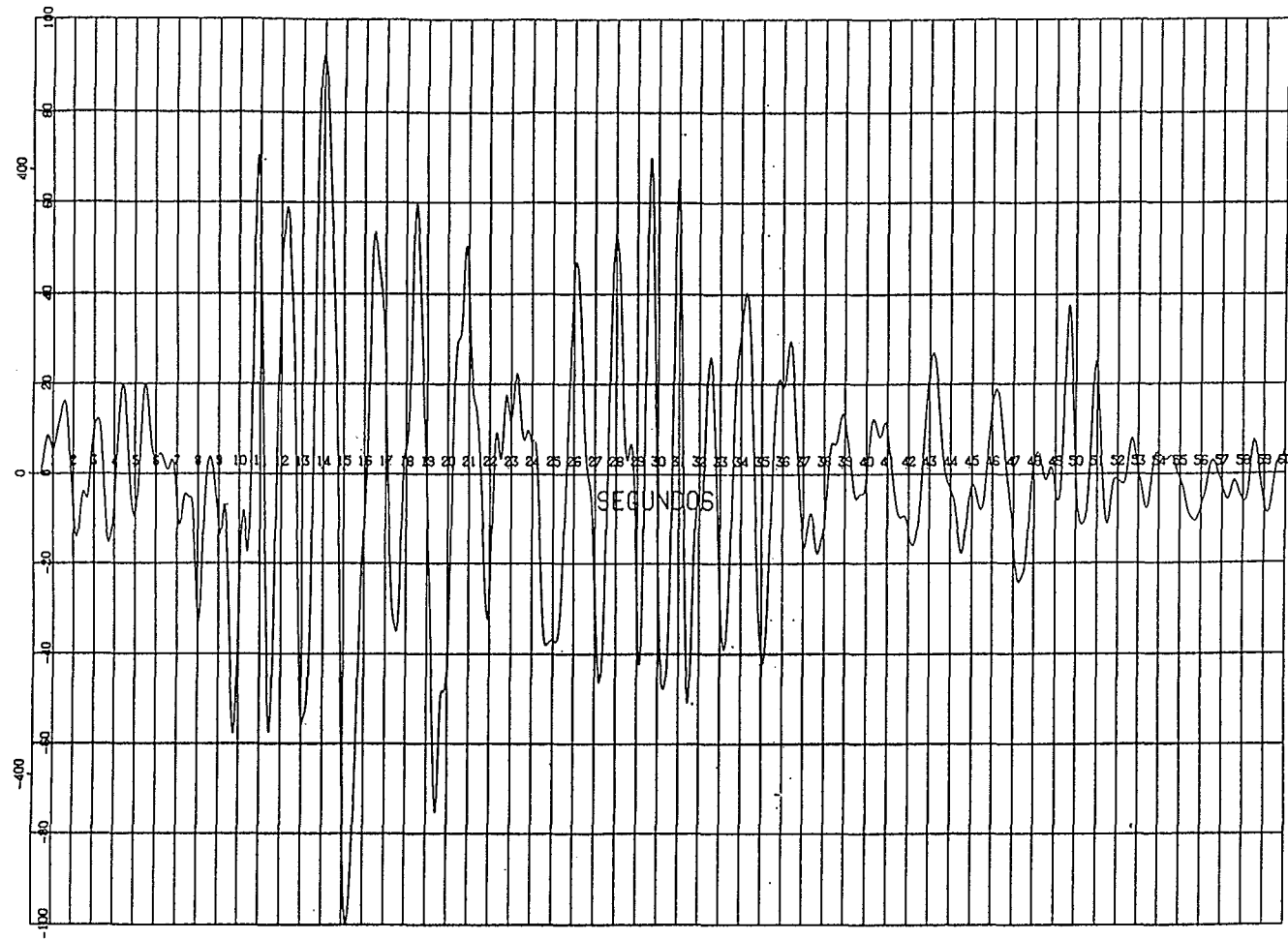
SIGMA MAXIMA = 684



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 67

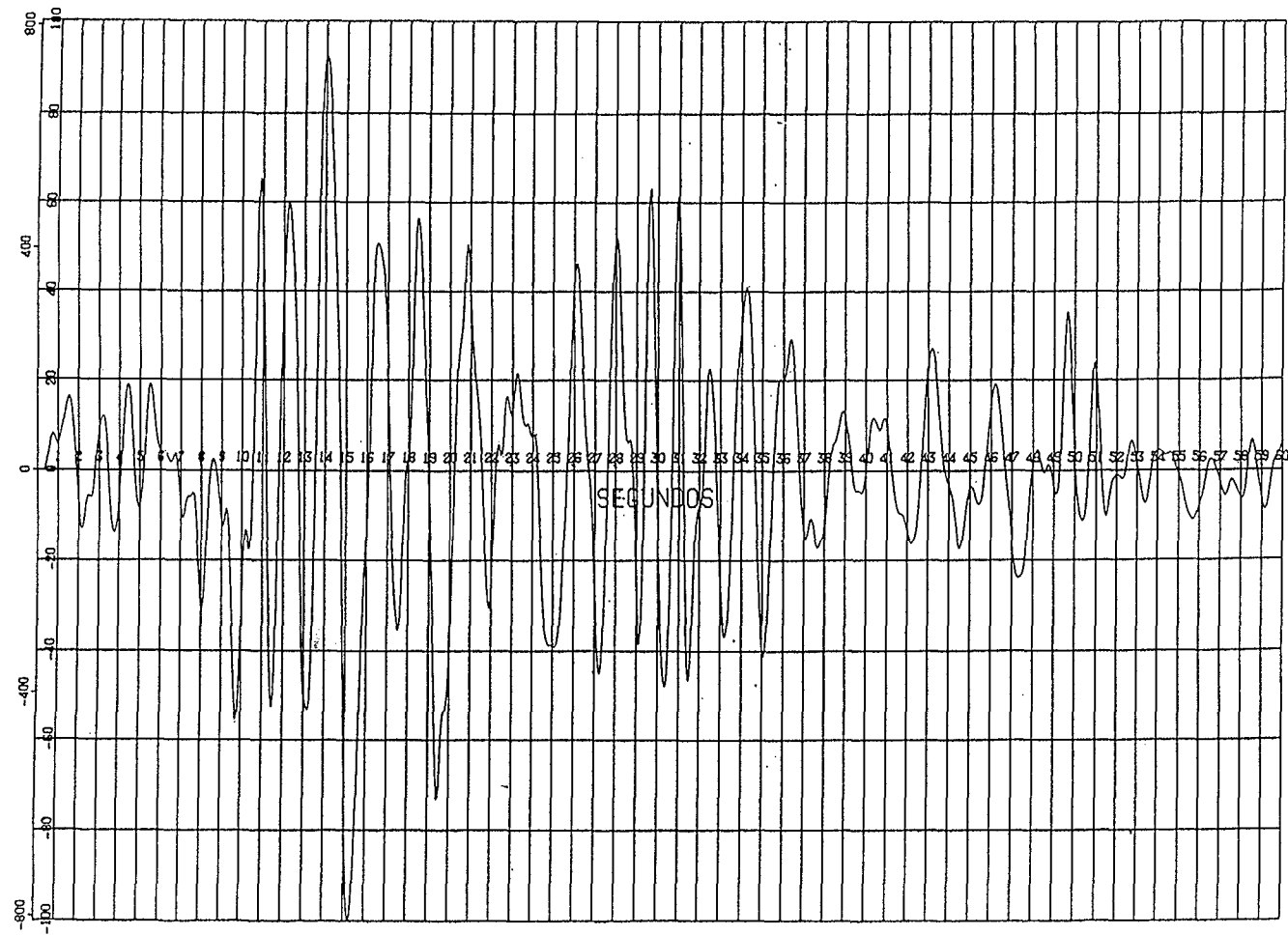
SIGMA MAXIMA = 760



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO. 69

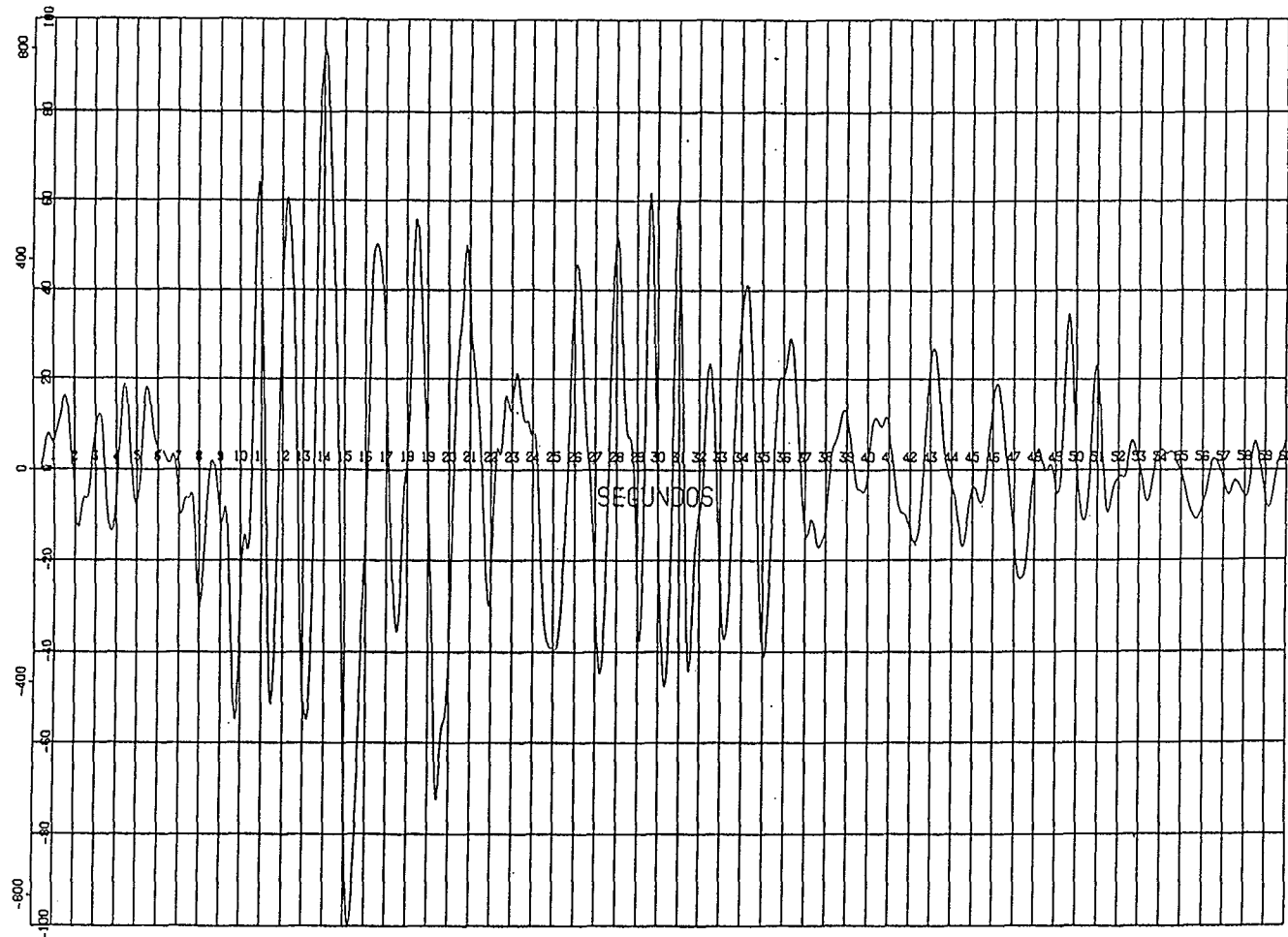
SIGMA MAXIMA = 598



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 90

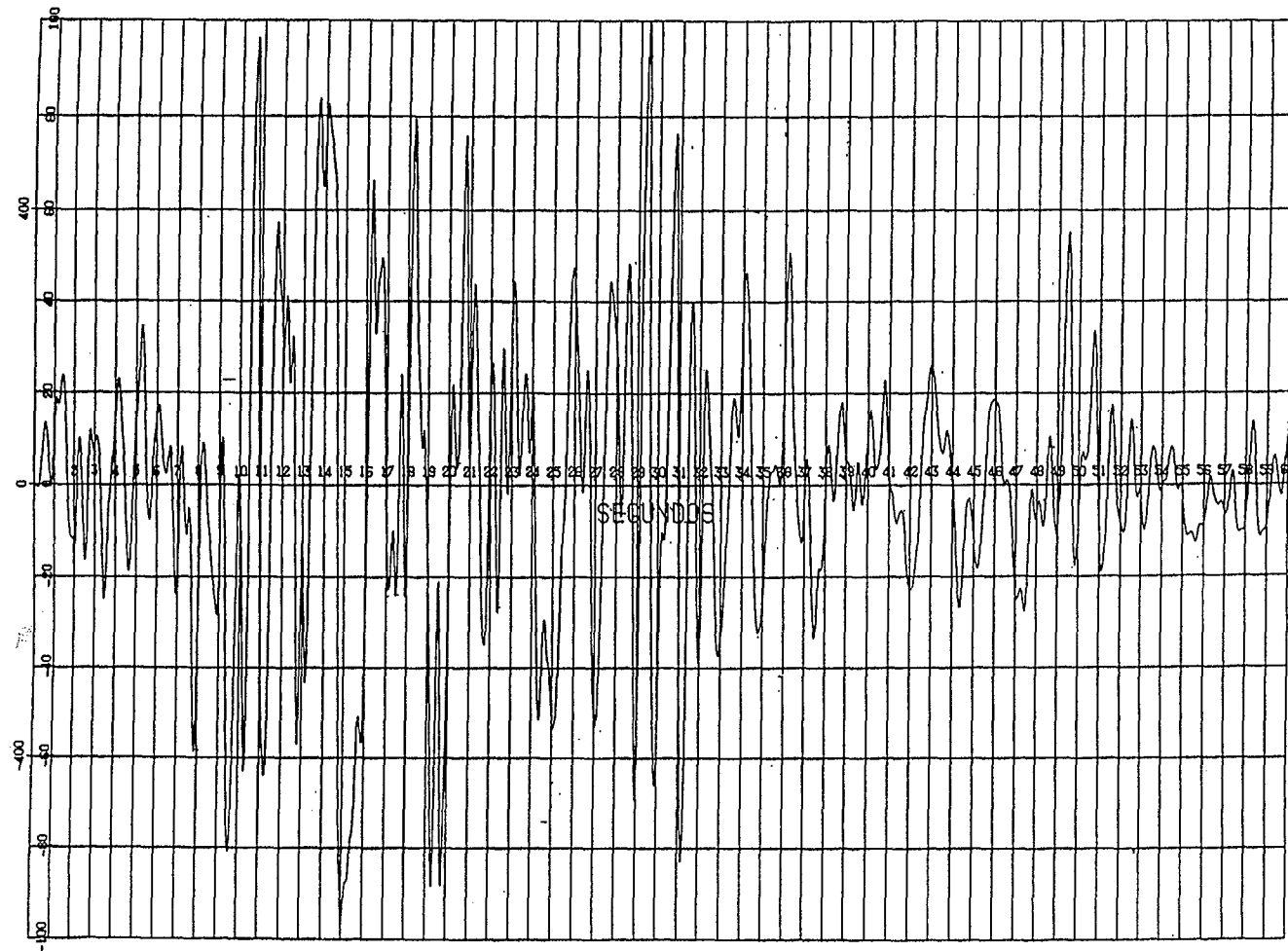
SIGMA MAXIMA = 808



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 92

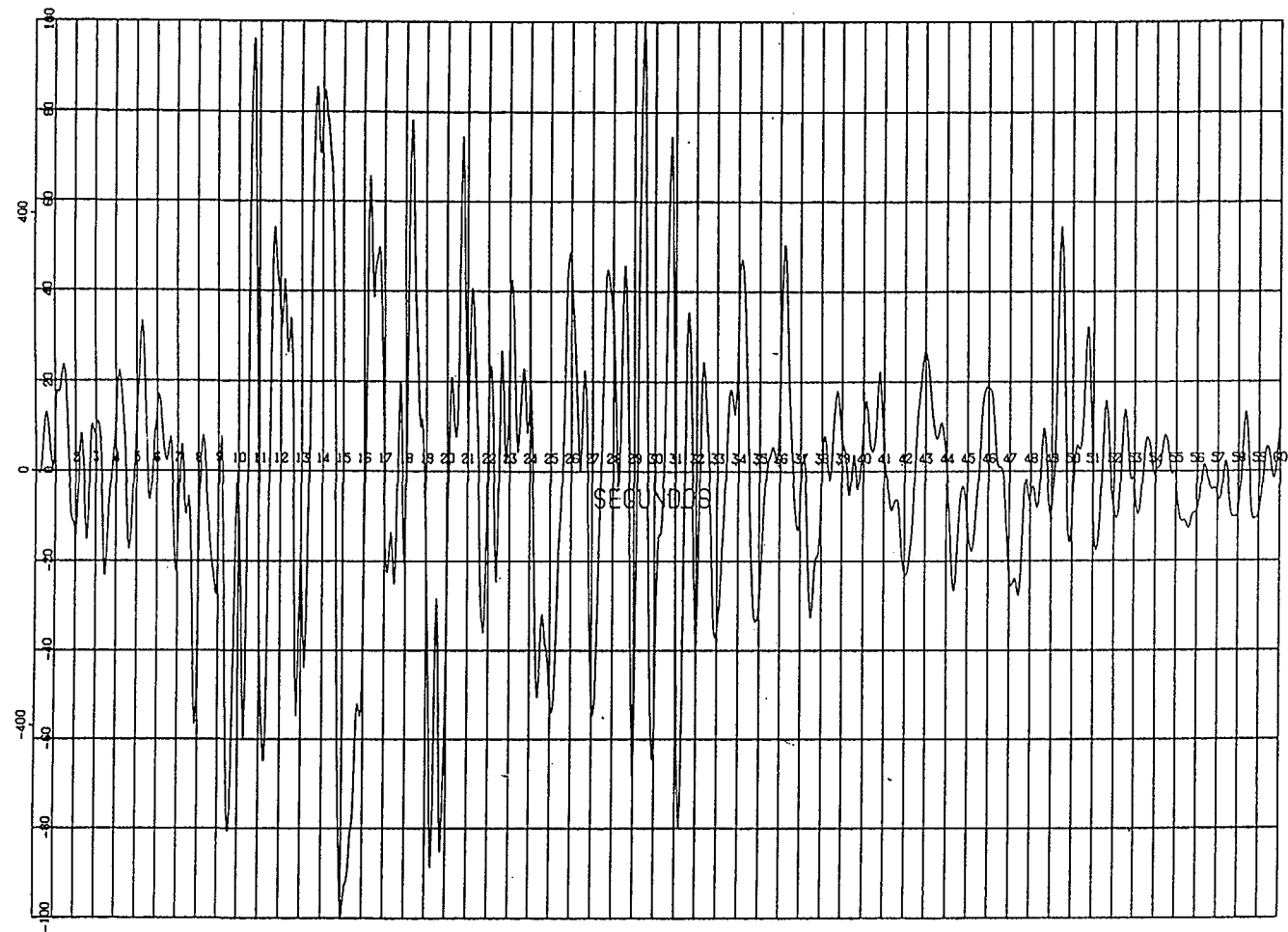
SIGMA MAXIMA = 856



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 108

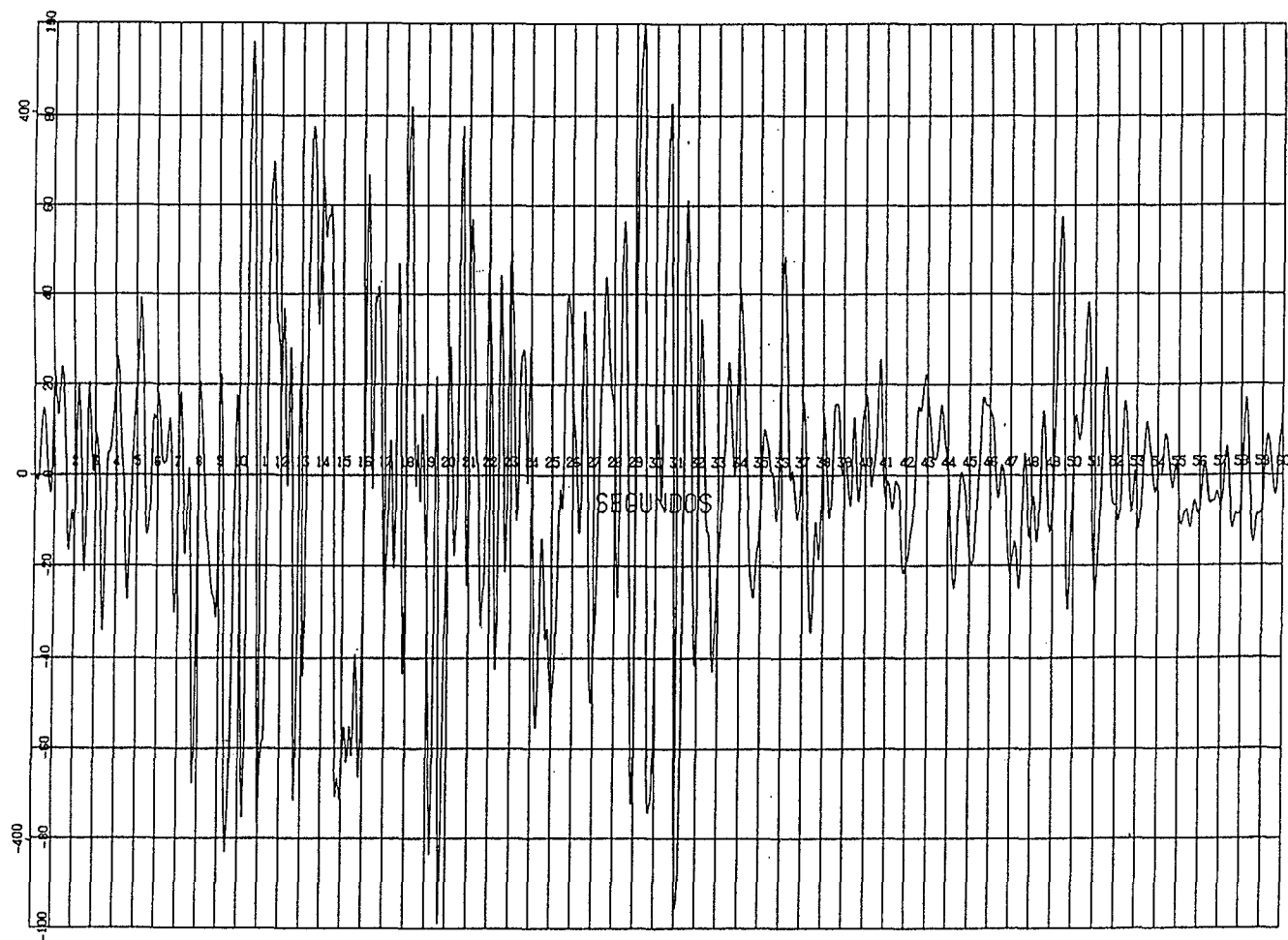
SIGMA MAXIMA = 667



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 109

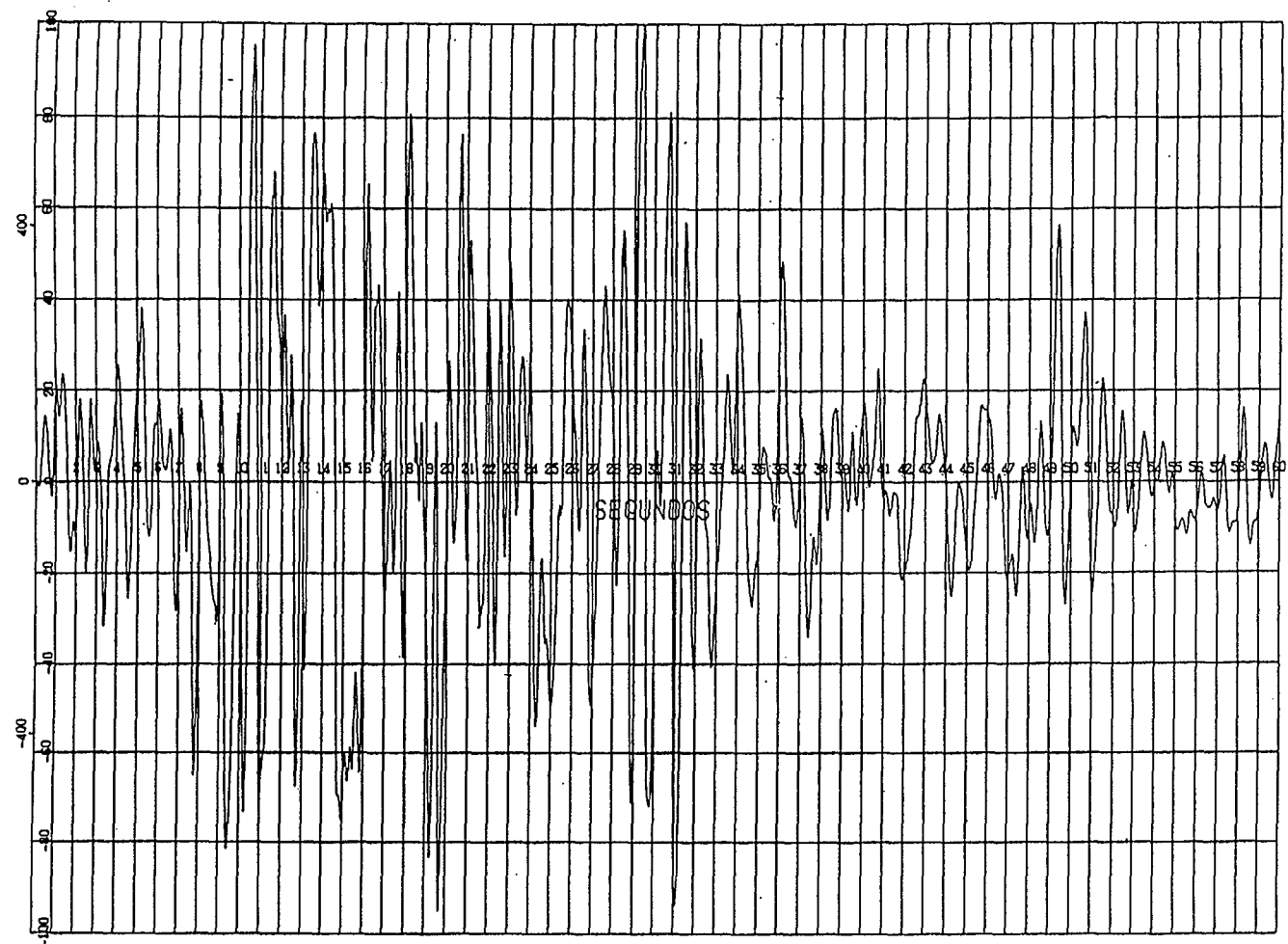
SIGMA MAXIMA \rightarrow .702



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 137

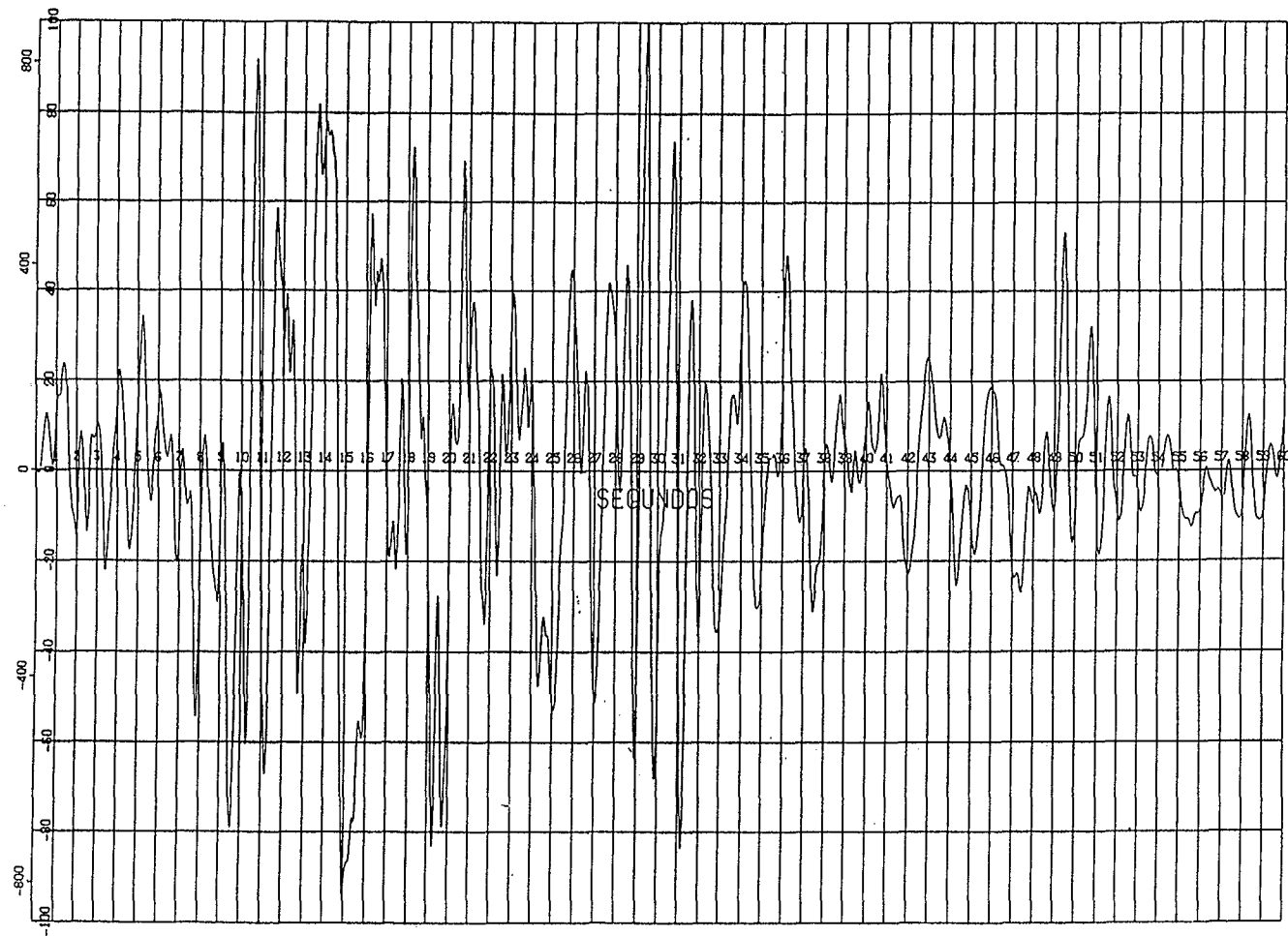
SIGMA MAXIMA = 496



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 138

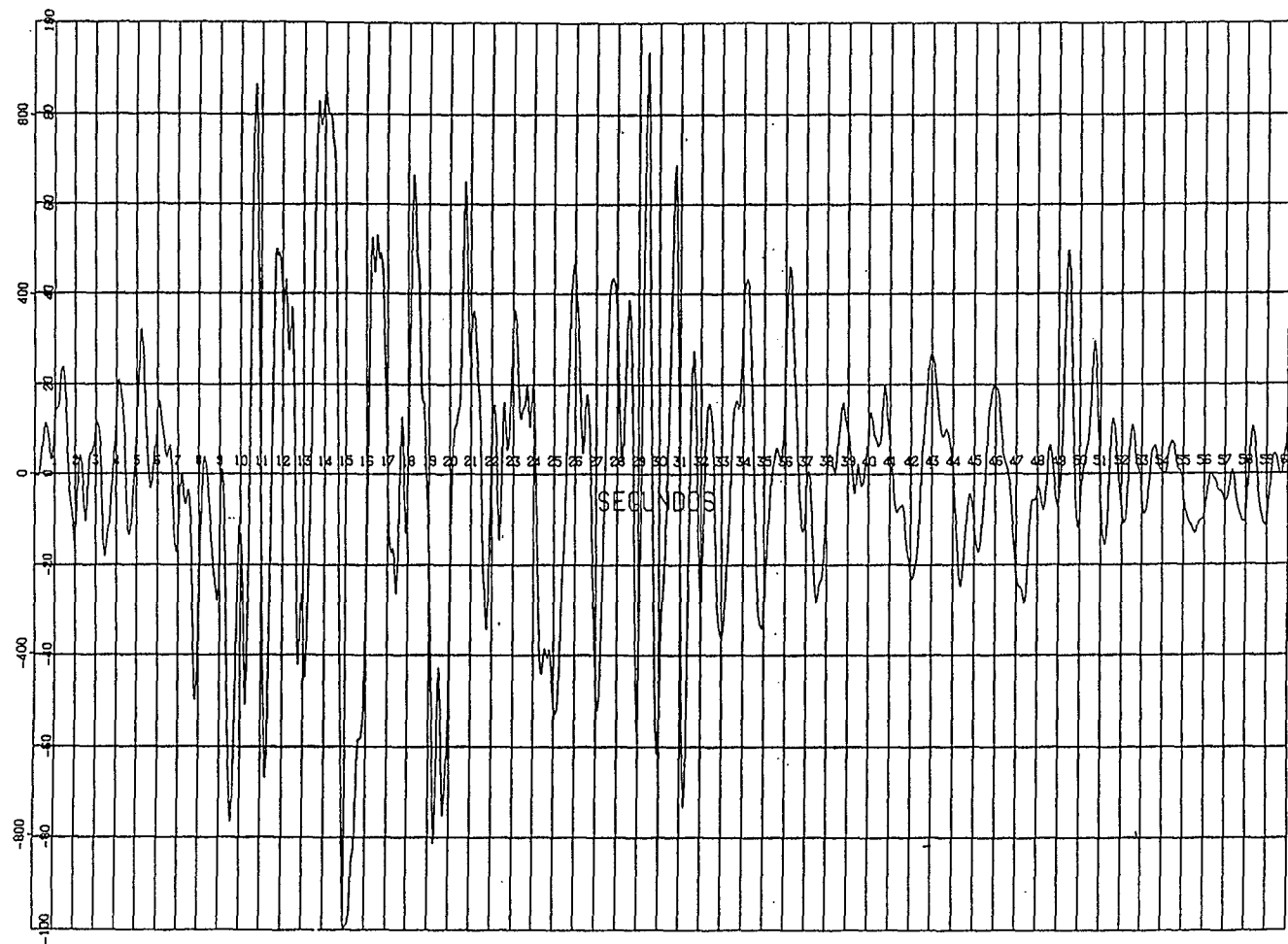
SIGMA MAXIMA = -215



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 142

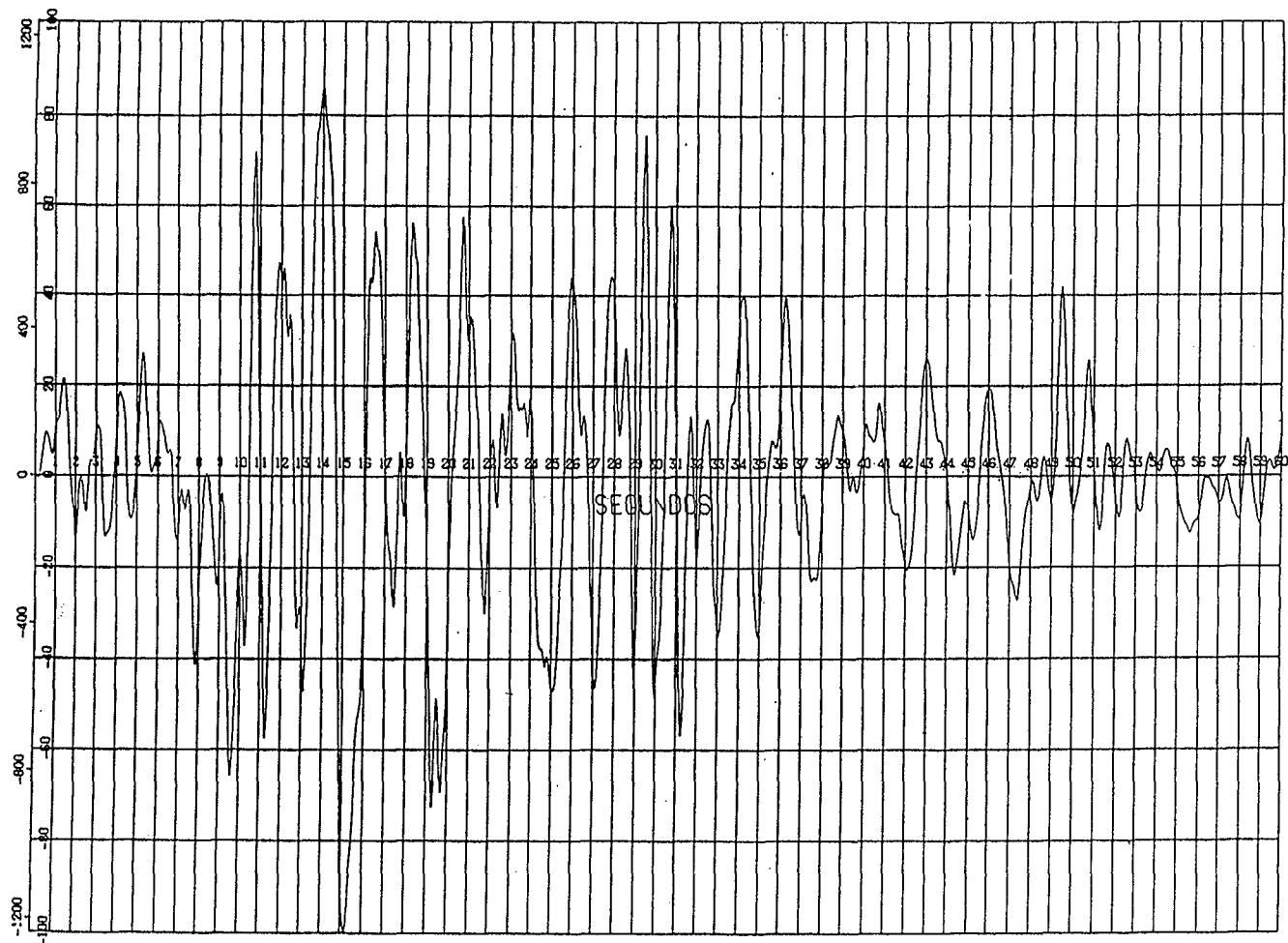
SIGMA MAXIMA = 878



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 144

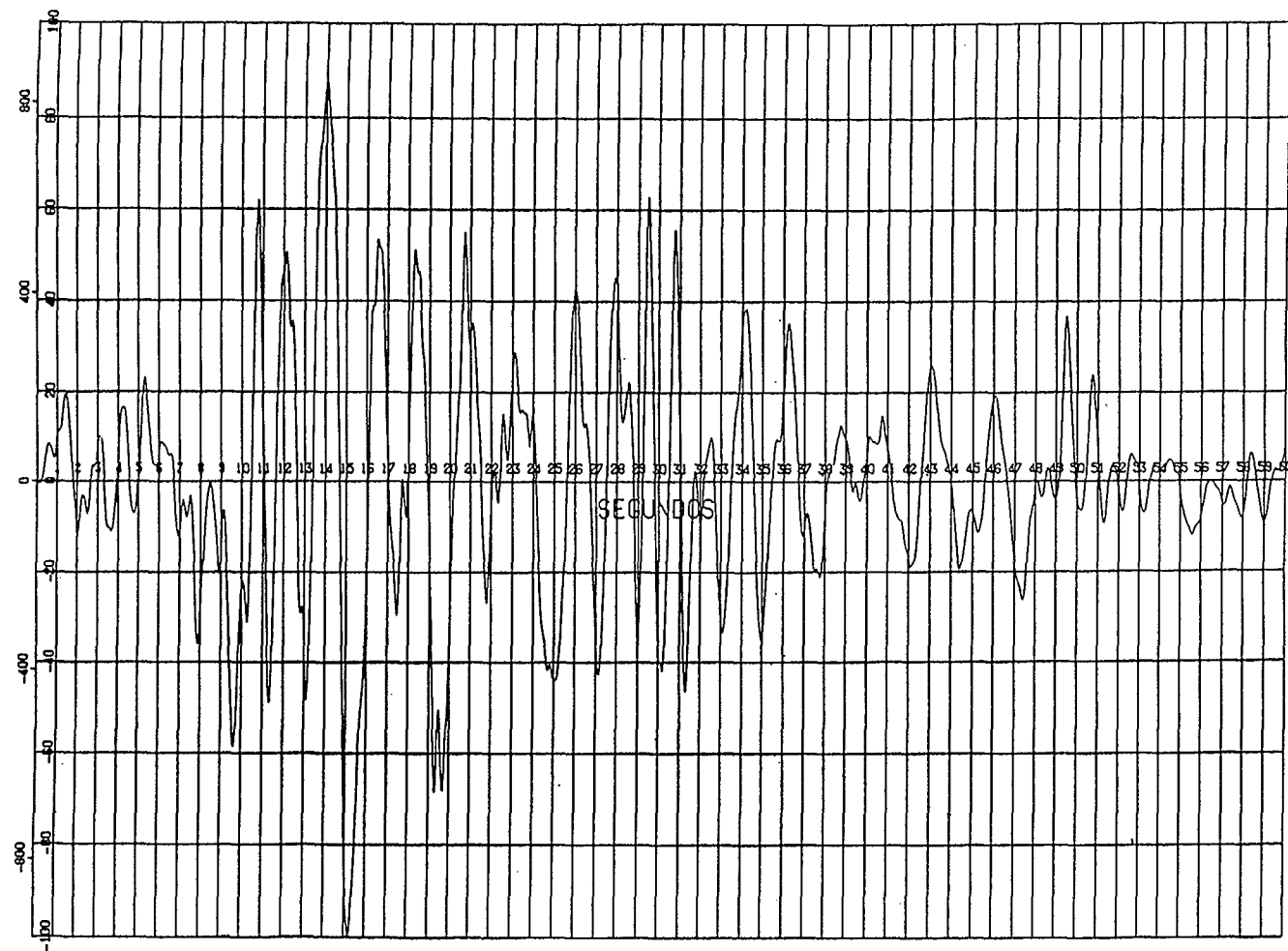
SIGMA MAXIMA = 1005



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 146

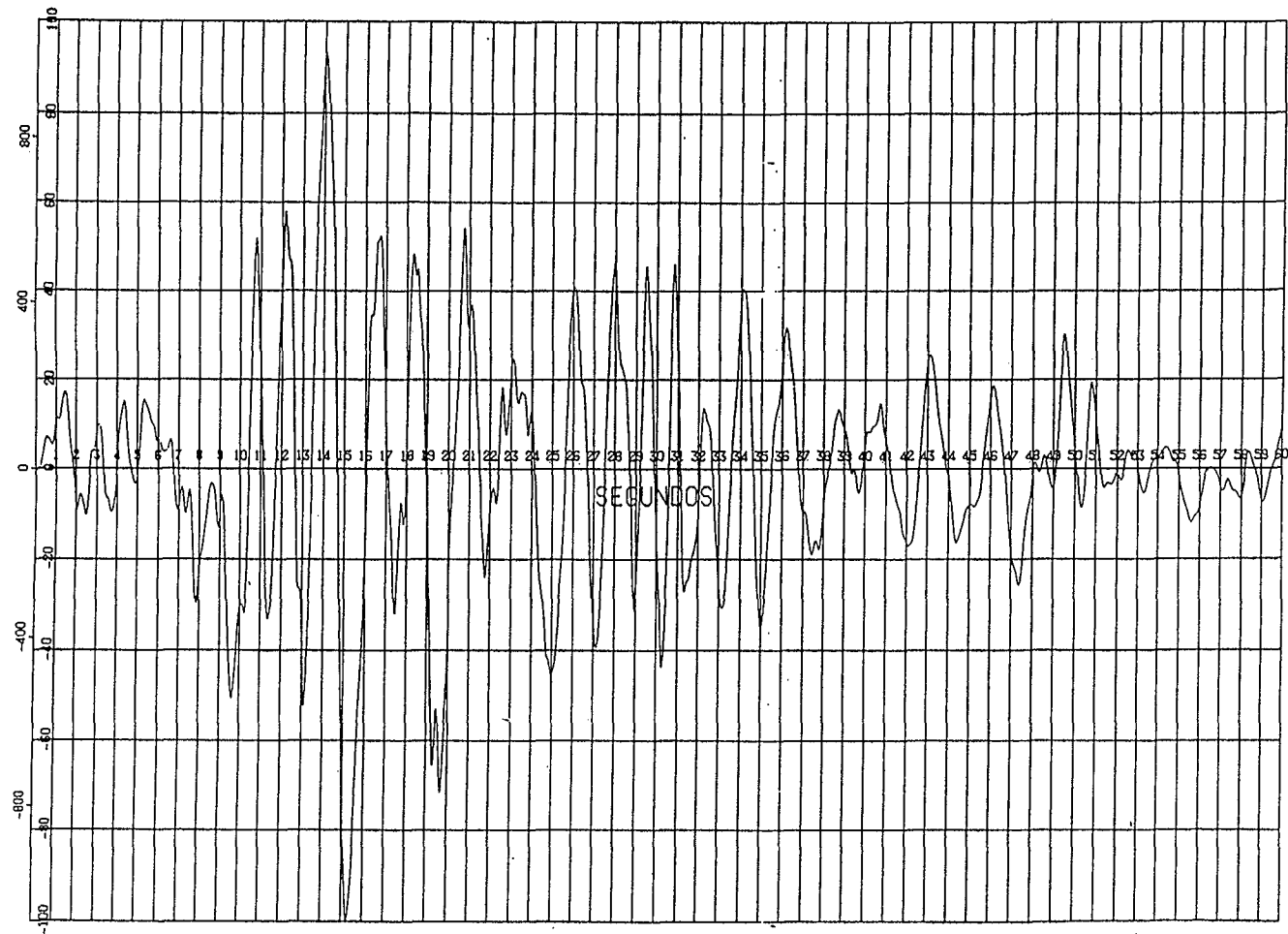
SIGMA MAXIMA = 1238



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 148

SIGMA MAXIMA = 962



DIQUE DE ESTERILES DE ANDUJAR (ANALISIS DINAMICO)

SIGMA XY DEL ELEMENTO 151

SIGMA MAXIMA = 1073

APÉNDICE VII

**Programa de consolidación
unidimensional bajo carga, cuando
ésta aumenta de forma lineal con el
tiempo**

```

10 '
20 ' PROGRAMA DE CONSOLIDACION CUANDO LA CARGA AUMENTA
30 ' LINEALMENTE CON EL TIEMPO.
40 '
50 CLS
60 DIM ASIEN(101),TV(100),LL(100),MM(100)
70 CLS:KEY OFF
90 LOCATE 10,10: PRINT " Coeficiente Cv ..... ";:INPUT " ",CV
100 LOCATE 12,10: PRINT " Modulo ( Mep ) ..... ";:INPUT " ",MEP
110 LOCATE 14,10: PRINT " Carga ( Íc ) ..... ";:INPUT " ",SIGC
120 LOCATE 16,10: PRINT " Tiempo de carga .... ";:INPUT " ",TC
130 LOCATE 18,10: PRINT " Coef. Consol. 2î.... ";:INPUT " ",CALFA
140 LOCATE 20,10: PRINT " Altura ..... ";:INPUT " ",H
150 LOCATE 22,10: PRINT " Nombre Fichero (.DAT)";:INPUT " ",NOMBRES$
160 LOCATE 25,2
170 INPUT " VALOR DE CON 0 (EMPEZAR)- 1(IR A OTRO LADO) ",CON .
180 PI=3.14159:T=0:DELTAS=SIGC/TC:DELTAT=TC/8
190 IF CON=1 THEN 390
200 OPEN "o",2,NOMBRES$+"1.DAT"
210 OPEN "o",3,NOMBRES$+"2.DAT"
220 FOR I= 1 TO 100: ' CALCULO DE 60 PUNTOS DE TV
230 LOCATE 10,50:PRINT "I ... ";I
240 T=T+DELTAT
250 TV(I)=CV*T/H^2
260 LL(I)=0:MM(I)=0
270 FOR J=0 TO 100: ' curva 1
280 LOCATE 10,65:PRINT "J ... ";J
290 L=1-EXP(-1*((2*J+1)^2*(PI^2)/4)*TV(I)): ' "
300 LL(I)=LL(I)+32*L/((2*J+1)^4*PI^4): ' "
310 L=EXP(-1*((2*J+1)^2*(PI^2)/4)*TV(I)): ' curva 2
320 MM(I)=MM(I)+8*L/((2*J+1)^2*PI^2): ' "
330 NEXT J
340 LL(I)=1-LL(I)/TV(I):MM(I)=1-MM(I)
350 PRINT #2,TV(I),LL(I)
360 PRINT #3,TV(I),MM(I)
370 NEXT I
380 CLOSE
390 '
400 OPEN "I",2,NOMBRES$+"1.DAT"
410 OPEN "I",3,NOMBRES$+"2.DAT"
420 FOR I=1 TO 60:INPUT #2,TV(I),LL(I):INPUT #3,TV(I),MM(I):NEXT
430 CLOSE
440 '
450 ' COMIENZO LOS CALCULOS
460 '
470 T=0:OP=0
480 TVC=CV*TC/H^2
490 FOR K=2 TO 100
500 IF TVC>=TV(K-1) AND TVC<=TV(K) THEN GOSUB 880 :GOTO 520: ' VALOR DE FUNCIO
510 NEXT K
520 FOR K=2 TO 100
530 IF FUN>=MM(K-1) AND FUN<=MM(K) THEN GOSUB 930 :GOTO 550: ' VALOR DE T01
540 NEXT K
550 FOR I= 1 TO 100
560 LOCATE 20,50:PRINT " ASIENTO NUM. ";I:
570 IF OP=1 THEN LOCATE 20,70:PRINT " **** "
580 T=T+DELTAT
590 IF I>8 THEN 640
600 ' CALCULO LA DEFORMACION CON LA CURVA 1
610 DEFOR1=MEP*DELTAS*T*LL(I):
620 ASIEN(I)=DEFOR1*H
630 GOTO 780
640 ' CALCULO LA DEFORMACION CON LA CURVA 2

```

```

650 IF OP=1 THEN ASIEN(I)=CALFA*H*.4343*LOG(T/86400!/R-F2)+REF1:GOTO 780
660 ' CALCULO DEFINITIVO DEL ASIENTO CON LA CURVA 2
670 RR=0
680 FOR J=0 TO 100: ' curva 2
690 L=EXP(-1*((2*J+1)^2*(PI^2)/4)*(TV(I)-T01)): ' "
700 RR=RR+8*L/((2*J+1)^2*PI^2): ' "
710 NEXT J ' "
720 RR=1-RR ' "
730 DEFOR2=MEP*SIGC*RR
740 ASIEN(I)=DEFOR2*H
750 IF I=1 THEN 780
760 SLOPE=((ASIEN(I)-ASIEN(I-1))/.4343*LOG(T/(T-DELTAT)))/H
770 IF SLOPE>CALFA THEN GOTO 780
771 ASIEN(I)=ASIEN(I-1)+CALFA*H*.4343*LOG(T/(T-DELTAT))
772 OP=1:REF1=ASIEN(I):REF2=T/86400!
780 NEXT I
790 OPEN "o",1,NOMBRES$+".DAT"
800 PRINT #1,0,0
810 T=0
820 FOR I=1 TO 100
830 T=T+DELTAT
840 PRINT #1,T/86400!,ASIEN(I): 'SALIDA DE TIEMPO EN DIAS
850 NEXT I
860 CLOSE
870 END
880 ' CALCULO DE LA FUNCION ( VARIABLE FUN EN LA CURVA 1 PARA TVC )
890 PEND=(LL(K)-LL(K-1))/(TV(K)-TV(K-1))
900 COEFB=LL(K)-PEND*TV(K)
910 FUN=PEND*TVC+COEFB
920 RETURN
930 ' CALCULO DEL VALOR TVC-T01
940 PEND=(MM(K)-MM(K-1))/(TV(K)-TV(K-1))
950 COEFB=MM(K)-PEND*TV(K)
960 DIF=(FUN-COEFB)/PEND
970 T01=TVC-DIF
980 RETURN

```